

Leena Korkiala-Tanttu, Rainer Laaksonen ja Jouko Törnqvist

Jyrkkäluiskaisen tien reunan vahvistaminen

HVS-Nordic -koerakenteet

Tiehallinnon selvityksiä 37/2003



Leena Korkiala-Tanttu, Rainer Laaksonen ja Jouko Törnqvist

Jyrkkäluiskaisen tien reunan vahvistaminen

HVS-Nordic -koerakenteet

Tiehallinnon selvityksiä 37/2003

Kannen kuvat: Koerakenteen rakentaminen ja purku

ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-105-3
TIEH 3200825

Verkkojulkaisu pdf (www.tiehallinto.fi/julkaisut)
ISSN 1459-1553
ISBN 951-803-106-1
TIEH 3200825-v

Multiprint Oy
Vaasa 2003

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
Telefaksi 0204 22 2652
E-mail: julkaisumyynti@tiehallinto.fi

TIEHALLINTO
Tekniset palvelut
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 150

Leena Korkiala-Tanttu, Rainer Laaksonen, Jouko Törnqvist: Jyrkkäluiskaisen tien reunan vahvistaminen. HVS-Nordic -koerakenteet. Helsinki 2003. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 37/2003. 54 s. + liitt. 24 s. ISSN 1457-9871, ISBN 951-803-105-3, TIEH 3200825.

Asiasanat: tierakenne, kunnostaminen, teräsverkot, deformaatio, urautuminen, vauriot, vähäliikenteinen tie

Aiheluokka: 32, 70

TIIVISTELMÄ

Tutkimus on osa vähäliikenteisten teiden taloudellisen ylläpidon kehittämistoimenpidetutkimusta. Tutkimus keskittyy kantavuudeltaan heikkojen teiden käyttäytymiseen selvittämällä kunnostustoimenpiteiden vaikutusta jyrkkäluiskaisen tierakenteen toimintaan. Tutkimuksen tilaaja oli Tiehallinto. Tutkimusta rahoittivat Tiehallinnon lisäksi teräsverkkotoimittajat Pintos Oy ja Tammet Oy sekä geotekstiilitoimittaja Polyfelt Ges.m.b.H.

Tutkimuksessa testattiin Kevytpäällyste -tutkimuksessa aiemmin kuormitettuja ja sen jälkeen kunnostettuja koerakenteita HVS-koetiekoneella. Kunnostustoimenpiteisiin kuuluivat urien tasoittaminen ja eri lujitteiden asentaminen sekä uuden päällystyskerroksen levittäminen. Testattavia rakenteita oli kuusi: kaksi lujittamatonta referenssirakennetta, yksi lasikuitulujitteella vahvistettu rakenne sekä kolme teräsverkoilla lujitettua rakennetta. Teräsverkkotyyppinä käytettiin kahta erilaista verkkoa: B500H - 5/6 - 200/150 ja B500H - 5/8 - 200/150. Verkot erosivat toisistaan siis vain poikkisuuntaisen langan paksuuden osalta (6 mm ja 8 mm). Rakenteet kuormitettiin käyttäen vastaavantyyppistä kuormitusohjelmaa kuin Kevytpäällyste -tutkimuksessa. Kokeiden muuttujina olivat akselikuorma sekä pohjavedenpinnan taso. Kuormittavana pyöränä käytettiin "Super Single" pyörää ja kuorma vaihteli 30 kN - 50 kN. Pohjavedenpintaa nostettiin suurimmalla kuormitusportaalla pohjamaan pinnasta asteittain kantavan kerroksen puoliväliin. Rakenteet rakennettiin elo-syyskuussa 2002 ja kuormitettiin syys-joulukuussa 2002.

Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää urautuneiden rakenteiden kunnostustoimenpiteissä käyttävän lujiteverkon urautumista hidastavaa vaikutusta reunakantavuudeltaan heikoissa rakenteissa. Toisena tavoitteena oli selvittää, onko eri lujiteverkkojen välillä eroja urautumisen hidastamisen suhteen.

Koerakenteet oli suunniteltu vastaamaan alemman tieluokan rakenteita ja ne oli rakennettu VTT:n Otaniemen betonialtaaseen. Aiemmin kuormitetut rakenteet kunnostettiin tasoittamalla urat, asentamalla lujitteet ja levittämällä uusi päällyste. Rakennekerrosten kokonaispaksuus ennen kunnostusta oli 650 mm. Päällysteen (50 mm) alla oli 400 mm kantavan kerroksen kalliomursketta ja 200 mm jakavan kerroksen soraa. Pohjamaana oli laihaa savea. Korjattujen rakenteiden päällystekerroksien paksuudet kuormitettavalla alueella olivat 139 - 188 mm siten, että jyrkkäluiskaisen (1:1,5) rakenteen kohdalla päällysteen paksuus oli suurin. Kevytpäällyste -tutkimuksen kolme rakennetta jaettiin jokainen kahteen osaan, jolloin saatiin kolme rakenneparia. Rakennepareissa 24 - 25 (entinen luiskaton rakenne) ja 28- 29 (entinen 1:1,5 luiska) oli sekä lujittamatonta referenssirakennetta että teräsverkolla B500H - 5/6 - 200/150 lujitettu rakenne. Rakenneparissa 26 - 27 (entinen 1:3 luiska) oli teräsverkko B500H - 5/8 - 200/150 sekä lasikuitulujite.

Lujitteet ankkuroitiin altaan ulkopuolelta. Ankkuroinnilla pyrittiin jäljittelemään tilannetta, jossa lujite ulottuu koko tien leveydelle ja sitä kuormittaa myös toisen ajoradan päällysteen paino. Lasikuitulujite asennettiin toimittajan ohjeiden mukaisesti liimaamalla se alustaan bitumiemulsiolla. Teräsverkot instrumentoitiin venymäliuskein ja päällysteen pinnan siirtymää mitattiin kiihtyvyyssantureilla.

Kunnostustyö onnistui hyvin. Kun HVS-laite oli siirretty kuormitettavalle alueelle, luiska kaivettiin auki 1:1,5 luiskaan. Rakenteet olivat kunnostamisen jälkeen eri tiloissa, sillä ensimmäisessä kokeessa eniten urautuneen rakenteen uusien päällystekerrosten paksuus oli suurin. Ennen ja kokeen jälkeen suoritetuissa kantavuusmittauksissa ei havaittu kuitenkaan suuria eroja eri rakenteiden välillä. Lujitteet eivät myöskään vaikuttaneet juurikaan pudotuspainolaitteella määritettyihin kantavuuksiin. Erot olivat pieniä, mutta kuitenkin siten, että rakenneparit, joissa urasyvyysien erot olivat suurempia, antoivat myös kantavuuden suhteen suurempia eroja.

Kokeiden aikana seurattiin rakenteiden urautumista ja niiden vaurioitumista. Kokeen loppuun mennessä vaurioita ei kuitenkaan ollut syntynyt, joten vertailut on tehty vain urautumisen suhteen. Eri lujitteiden toiminnan välillä ei havaittu eroja.

Kokeiden tavoitteena oli 15 mm urasyvyys, johon ei kuitenkaan aikataulusyistä päästy yhdessäkään rakenteessa. Siksi käyttöikä tarkasteluissa on tehty ekstrapolaatiot 15 mm urasyvyyteen eri rakenteille. Rakenneparissa 24 - 25 (ent. luiskaton rakenne) lujitettu rakenne urautui noin 25 - 30 % hitaammin kuin vastaava lujittamaton rakenne. Sitä vastoin rakenneparissa 28 - 29 (ent. 1:1,5 luiska) lujitettu rakenne urautui 55 - 60 % hitaammin kuin lujittamaton rakenne. Rakenneparin 26 - 27 lujitetut rakenteet sijoituivat näiden ääripäiden välille. Urautumisen hidastuminen rakenneparissa 24 - 25 vastaa noin 40 - 50 % lisäystä käyttöikään ja vastaavasti rakenneparissa 28 - 29 noin 130 - 190 % lisäystä. Rakenteiden käyttäytymisen suurta eroa voi selittää rakenteiden alkuperäisen tilan erojen lisäksi se, että rakenteiden päällysrakennekerrospaksuudet erosivat toisistaan noin 30 %. Muita tulokseen vaikuttavia tekijöitä voivat olla päällystekerrosten erilainen sitoutuminen toisiinsa sekä mittauksiin ja rakentamiseen liittyvät hajonnat.

Pysyvien muodonmuutosten jakaantuminen noudatteli samaa muotoa kuin Kevytpäällystekokeessakin, vaikka muodonmuutokset pysyivät selvästi pienempiä. Pääosa muodonmuutoksista tapahtui kantavassa kerroksessa.

Sitomattomien kerrosten jännitykset pienenevät selvästi rakenteiden kunnostamisen ansiosta. Jännityksiä seurattiin vain eri rakenneparien välillä, sillä maanpainesellien sijainti vaihteli eri rakenneparien sisällä. Sorakerroksessa jännityksen aleneminen oli rakenneparissa 24 - 25 luokkaa 42 % ja parissa 28 - 29 noin 58 %. Pohjamaassa jännitysero rakenneparissa 24 - 25 oli noin 28 % ja rakenneparissa 28 - 29 keskimäärin 48 %. Rakenneparin 26 - 27 arvot sijoituivat näiden arvojen väliin.

Rakenteiden purkamisen yhteydessä havaittiin, että vanhan ja uuden päällysteen tartumisessa toisiinsa oli suuria eroja. Bitumiemulsiolla liimattu lasikuituverkko oli yhtenäisesti liimautunut päällysteeseen. Sitä vastoin rakenneparin 24 - 25 kohdalla uusi päällyste ja siihen uponnut teräsverkko oli kokonaan irronnut vanhasta päällysteestä. Myös vastaavassa referenssirakenteessa päällysteet olivat irronneet toisistaan.

Leena Korkiala-Tanttu, Rainer Laaksonen, Jouko Törnqvist: Reinforcement of the edge of a steep-sloped pavement. HVS-Nordic Heavy Vehicle Simulator test structures.
Helsinki 2003. Finnish Road Administration. Finnra Reports 37/2003. 54 p. + app. 24 p.
ISSN 1457-9871, ISBN 951-803-105-3, TIEH 3200825.

Keywords: low volume road, rehabilitation, accelerated pavement test, rutting, permanent deformation, steel grid, geotextile

SUMMARY

This study is part of the research project Economical Maintenance of Low-volume Roads. It focuses on the behaviour of roads with low bearing capacity by studying the effect of rehabilitation on the performance of a steep-sloped pavement. The study was commissioned by Finnish Road Administration Finnra. The research was in part financed by steel grid manufacturers Pintos Oy and Tammet Oy and geotextile manufacturer Polyfelt Ges.m.b.H.

The test structures loaded in the Low-volume road project and subsequently rehabilitated were tested with the HVS Nordic heavy vehicle simulator. The rehabilitation included levelling the ruts and installing various reinforcements, as well as spreading a new asphalt layer. Six structures were being tested: two unreinforced reference structures, one structure reinforced with fibre-glass and three reinforced with steel grid. Two types of steel grid were used: B500H - 5/6 - 200/150 and B500H - 5/8 - 200/150. That is, the grids differed only in the thickness of the transverse wire (6 mm and 8 mm). The structures were loaded using a similar loading programme as for the Low-volume road project. The loading variables in the tests were axle load and water table level. The test wheel was a Super Single tyre. The load varied between 30 kN and 50 kN and the water table level was elevated gradually from the top of the subgrade to the middle of the base course during the heaviest loading phase. The structures were rehabilitated in August–September 2002 and loaded in September–December 2002.

The aim of the research was to study what effect the reinforcement grid used in the rehabilitation of rutted structures has on decelerating rutting in structures with low bearing capacity edges. The second aim was to find out whether different reinforcement grids differed in decelerating rutting.

The test structures were designed to correspond to the structure of low-volume roads and were built in the concrete basin at VTT's facilities in Otaniemi. The loaded structures were rehabilitated by levelling the ruts, installing the reinforcements and spreading a new asphalt layer. The overall thickness of the pavement before rehabilitation was 650 mm. 400 mm of the pavement consisted of base course crushed rock and 200 mm of subbase gravel. The subgrade was lean clay. The thickness of the levelling mix and the asphalt layers on the loading area was totally 139–188 mm, with the thickest new asphalt layer coinciding with the previous steep-sloped structure. The three test structures in the Low-volume road project were each divided in two, yielding three pairs of structures. The structure pairs 24 - 25 (former structure with no slope) and 28 - 29 (former 1:1.5 slope), contained both an unreinforced reference structure and B500H - 5/6 - 200/150 steel grid. The structure pair 26 - 27 (former 1:3 slope) contained B500H - 5/8 - 200/150 steel grid and fibreglass reinforcement.

The reinforcements were anchored outside the basin. The anchoring aimed at simulating a situation in which the reinforcement extends across the entire road and it is also loaded by the weight of the surface layer on the other lane. The fibreglass reinforcement was installed according to the manufacturer's instructions by gluing it with bitumen emulsion. The steel grids were instrumented with strain gauges and an accelerometer was installed on top of the surface layer for measuring surface layer deflection.

The rehabilitation was successful. After the heavy vehicle simulator was moved to the site, the side slope was dug open. All structures had 1:1.5 side slopes. The states of the structures differed after the rehabilitation because the structure that had become the most rutted in the first phase of tests had the thickest new surface layer. However, falling weight deflectometer measurements before and after the test did not show significant differences between the different structures. The different reinforcements did not seem to have a significant effect on the bearing capacity values determined with the falling weight deflectometer. The structure pairs with greater differences in rut depth, however, also yielded greater differences in bearing capacity.

The rutting and distress of the structures were monitored during the test. However, no distress was perceived at the end of the test, so the comparisons are only made for rutting. No differences were perceived in the performance of the different reinforcements.

The target rut depth for the tests was 15 mm. This, however, was achieved in none of the structures due to reasons associated with the schedule. Consequently, the service life analyses include extrapolations to the rut depth of 15 mm for different structures. The reinforced structure in pair 24 - 25 (former structure with no slope) rutted approximately 25–30% slower than the corresponding unreinforced structure, while the reinforced structure in pair 28 - 29 (former 1:1.5 slope) rutted 55–60% slower than the unreinforced structure. The rutting of the reinforced structures in pair 26 - 27 falls between these values. The deceleration of rutting in structures 24 - 25 corresponds to approximately 40–50% extension to service life. Correspondingly, the deceleration in structures 28 - 29 means approximately 130–190% longer service life. The great differences in structure performance can be explained not only by deformations already existing in the structures, but also by the fact that the thickness of the pavements differed approximately 30%. Other factors could include variation in how the surface layers adhered to each other and variation associated with the building.

The distribution of permanent deformations in the structures conforms to the pattern in the Low-volume road project, although the deformations remained clearly smaller. The majority of deformations occurred in the base course.

The earth pressure values for unbound layers showed a clear decrease thanks to the rehabilitation of the structures. Earth pressure was only monitored between different structure pairs because the location of the earth pressure cells varied within the pairs of structures. In the gravel layer, the decrease was approximately 42 percent in structures 24 - 25, and in structures 28 - 29 approximately 58 percent. Deeper down in the subgrade clay the difference was also approximately 28 percent in structures 24 - 25 and, on average, 48 percent in structures 28 - 29. The values in structures 26 - 27 fall between these values.

When dismantling the structures, it was discovered that there were great differences in the adhesion between the old and new asphalt layer. Some structures, such as the fibreglass grid glued with bitumen emulsion, adhered to the surface layer uniformly, while in structure 24 - 25, the new surface layer and the steel grid embedded in it had come completely apart from the old asphalt. The asphalt layers had also come unstuck in the corresponding reference structure.

ESIPUHE

'Jyrkkäluiskaisen tien reunan vahvistaminen' on osa vähäliikenteisten teiden taloudellisen ylläpidon kehittämistoimenpidetutkimusta. Tutkimus keskittyy kantavuudeltaan heikkojen teiden käyttäytymisen selvittämiseen. Rahoittajina tutkimuksessa olivat Tiehallinnon lisäksi teräsverkkotoimittajat Pintos Oy ja Tammet Oy sekä geotekstiilitoimittajana Polyfelt Ges.m.b.H. Tutkimus tehtiin VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikassa laaditun tutkimussuunnitelman mukaisesti sekä Tiehallinnon että muiden rahoittajien ohjauksessa.

Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää:

- kuinka uudelleenpäällystämisesä käytetty lujiteverkko vaikuttaa urien muodostumiseen kapealla, jyrkkäluiskaisella tiellä, jolla ennen uudelleenpäällystystä oli raskaan liikenteen aikaansaamat syvät urat?
- onko eri lujiteverkkojen välillä toiminnallisia eroja ?

Tutkimuksen aikana järjestettiin suunnittelukokouksia, jossa yhdessä ohjausryhmän kanssa suunniteltiin koejärjestelyjä. Ohjausryhmän jäsenille tiedotettiin kokeen edistymisestä ja he osallistuivat raportin kommentointiin. Tutkimuksen ohjausryhmään kuuluivat:

Kari Lehtonen	Tiehallinto
Jussi Syrjynen	Tammet Oy
Jouko Varttinen	Pintos Oy
Rainer Lugmayr	Polyfelt Ges.m.b.H.

Tutkimus on tehty VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikassa. Markku Tuhola, Jari Pihlajamäki, Jouko Törnqvist sekä Leena Korkiala-Tanttu olivat vastuussa tutkimuksen valmistelusta ja suunnittelusta. Rakenteiden rakentamisesta, instrumentoinnista ja kuormittamisesta huolehtivat Pekka Halonen sekä Janne Sikiö. Laboratoriokokeet olivat Rainer Laaksosen vastuulla. Savinäytteiden laboratoriokokeet tehtiin Teknillisen Korkeakoulun Rakennus- ja ympäristötekniikan osastolla. Raportin laadinnasta, koetulosten käsittelystä ja osatehtävien kokoamisesta vastasivat Leena Korkiala-Tanttu, Pekka Halonen sekä Rainer Laaksonen.

Espoo, elokuu 2003

VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Tiehallinto

Sisältö

1	JOHDANTO	13
1.1	Tutkimuksen tausta ja tavoitteet	13
1.2	Koerakenteet	13
1.3	Kuormitus HVS-Nordicilla	14
2	RAKENTAMINEN JA INSTRUMENTOINTI	15
2.1	Testattavat rakenteet	15
2.2	Rakennekerrokset	17
2.3	Lujitteet	17
2.4	Rakentaminen	18
2.5	Pohjaveden pinnan sääntely ja kuormitusohjelma	19
2.6	Instrumentointi	20
3	LABORATORIOKOKKEET	22
3.1	Sitomattomien materiaalien laboratorioskokeet	22
3.2	Sidottujen materiaalien laboratorioskokeet	27
4	MITTAUKSET	29
5	TULOSTEN ANALYSOINTI	35
5.1	Rakenteiden tila ennen rakenteen parantamista	35
5.2	Rakentamisen laatu	35
5.3	Pysyvien muodonmuutosten jakaantuminen rakenteessa	38
5.4	Rakenteiden urautuminen	42
5.5	Maanpaineet	44
5.6	Teräsverkkojen venymät	46
5.7	Vaakasuuntaiset siirtymät	46
5.8	Pudotuspainomittaukset	47
5.9	Rakenteiden tila kokeen jälkeen	48
5.10	Rakenteiden käyttöiän arviointi	48
6	JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUKSET	51
7	KIRJALLISUUS	53
8	LIITTEET	54

1 JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta ja tavoitteet

Tämä tutkimus 'Jyrkkäluiskaisen tien reunan vahvistaminen' on osa vähäliikenteisten teiden taloudellisen ylläpidon kehittämistoimenpidetutkimusta, joka keskittyy kantavuudeltaan heikkojen teiden käyttäytymiseen. Ominaista näille teille ovat kantavuuteen nähden suuret yksittäiset kuormat, teiden jyrkät sisäluiskat ja roudan sulamiseen liittyvä kantavuuden heikkeneminen sekä teiden syntytavasta johtuva rakennetekninen epähomogeenisuus.

'Jyrkkäluiskaisen tien reunan vahvistaminen' tutkimuksessa selvitettiin jo urautuneiden ja kantavuudeltaan heikkojen tierakenteiden tavanomaisia korjaustapoja ja niiden vaikutuksia tien urautumisnopeuteen. Tutkimuksella haettiin käsitystä siitä, mikä on eri toimenpiteiden tehokkuus ja siten toimenpiteiden taloudellisuus tienpitäjän kannalta. Tutkimus on osatehtävä parannettaessa vähäliikenteisten teiden ylläpidon ja korjausrakentamisen kustannustehokkuutta ja teiden käyttäjien asiakastyytyväisyyttä.

Koerakentamisprojektissa tutkittiin lujitteilla vahvistetun ja vahvistamattoman rakenteen eroja. Tutkimuksessa rakennettiin useampia koerakenteita samalla tavoin, mutta eri lujitteita käyttäen. Tällöin voitiin verrata suoraan eri lujitteiden toimintatapoja ja tehokkuutta uudelleenpäällystettävissä kohteissa.

Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää kunnostustoimenpiteen vaikutus: millä nopeudella jyrkkäluiskainen tie urautuu korjauksen jälkeen suhteessa samalla kuormalla rasitettuun tiehen ennen korjausta. Tutkimuksen toisena tavoitteena oli selvittää, kuinka paljon erilaiset lujitustavat vaikuttavat urautumiseen. Tiehallinto tarvitsee tätä tulosta arvioidessaan urakoitsijoiden tarjoamien kunnostusratkaisujen laatueroja.

1.2 Koerakenteet

VTT:llä on Espoon Otaniemessä koealtaat HVS-Nordicilla tehtäviä kuormituskokeita varten. Koealueella on sekä betoninen että kallioon louhittu koeallas. Tässä tutkimuksessa testattiin betonisessa koealtaassa olleita Kevytpäällystetutkimuksen (KePä) koerakenteita, jotka oli korjattu vastaamaan jyrkkäluiskaisia, perusparannettuja tierakenteita.

Koealtaan, Kevytpäällyste-projektissa testattujen rakenteiden rakentamisen ja instrumentoinnin tarkemmat kuvaukset sekä tulosten tulkinnat löytyvät HVS-raportista 'Luiskatun tierakenteen urautuminen' /Korkiala-Tanttu et al. 2002a/.

1.3 Kuormitus HVS-Nordicilla

HVS-Nordic (engl. HVS - Heavy Vehicle Simulator) koetiekone on 23 m pitkä, 3,7 m leveä ja 4,2 m korkea laite. Sen kokonaismassa on 46 tn (kuva 1.1). HVS-Nordicin kuormitusalue voi maksimissaan olla 1,5 metriä leveä. Kuormitusalueen kokonaispituus on kahdeksan metriä, josta kuuden metrin matkalla pyöräkuorma ja sen nopeus ovat tasaisia. Kuormitusalueen molemmissa päissä yhden metrin matka kuluu pyörän kiihdyttämiseen, jarruttamiseen ja yksisuuntaisessa kuormituksessa pyörän laskemiseen ja nostamiseen kuormitusalueesta. Pyöräkuormituksen nopeus voidaan säätää 1 - 15 km/h välillä. Pitkäaikaisessa kuormituksessa maksiminopeus on kuitenkin 12 km/h. Kuormittavan pyörän sivuttaisliikkeeksi voidaan valita millainen jakautuma tahansa 50 millimetrin sivusiirroin. Kuormitus voidaan tehdä yhteen suuntaan tai molempiin suuntiin.



Kuva 1.1 HVS-Nordic-koetiekone.

Simulaattorilla saatavan kuorman yläraja on 110 kN ja alaraja on 25-30 kN. Kuorma voidaan kohdistaa rakenteeseen kuorma-auton yksittäisen pyörän tai paripyörän välityksellä. Lisäksi kuormitukselle voidaan antaa dynaaminen lisäkuorma simuloimaan tien epätasaisuudesta aiheutuvia lisärasituksia. Simulaattorilla on teoriassa mahdollista ajaa 25000 kuormitusta vuorokaudessa (kaksisuuntainen kuormitus).

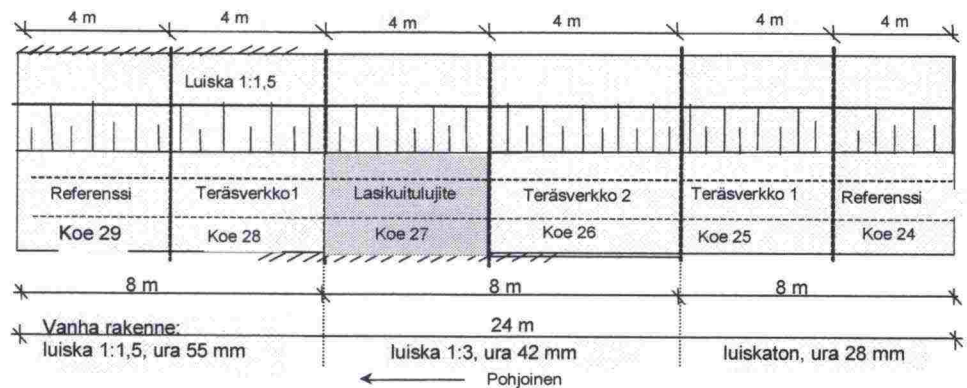
Laitteeseen kuuluu lämmitys-jäähdytysyksikkö, jonka avulla testattava tierakenne voidaan pitää halutun lämpöisenä. Laitteen siirto vaatii kylmäeristeiden purkamisen ja suuremmissa siirroissa myös testipyörän irrottamisen.

2 RAKENTAMINEN JA INSTRUMENTOINTI

2.1 Testattavat rakenteet

Rakenteiden pohjina käytettiin Kevytpäällyste-hankkeen testeissä urautuneita ja muutenkin vaurioituneita kolmea rakennetta, joiden kunkin pituudet olivat 8 metriä. Nuo rakenteet olivat luiskaton, loivaluiskainen (1:3) ja jyrkkäluiskainen (1:1,5). Kokeissa oli testattu luiskan jyrkkyyden ja tien leveyden vaikutusta urautumiseen. Rakenteiden poikkimuotojen eroista johtuen rakenteet olivat urautuneet selvästi eri tavoin. Syvimmät urasyvytykset olivat luokkaa 55 mm (jyrkkäluiskainen) ja matalimmat 28 mm (luiskaton).

Tässä tutkimuksessa 8 metrin mittaiset koerakenteet jaettiin kahteen neljän metrin mittaiseen osaan, joita voitiin suoraan verrata toisiinsa. Jotta saataisiin myös eri rakennealueiden välisiä vertailukelpoisia tuloksia, kokeessa testattiin kahta samanlaista rakenneparia, joihin kuuluvat teräsverkko 1 ja lujittamaton referenssirakenne. Näiden rakenteiden numerot olivat 24 ja 25 sekä 28 ja 29. Keskimmäiset rakenteet lujitettiin käyttämällä toista teräsverkko-tyyppiä ja lasikuitulujitetta; rakennenumerot 26 ja 27. Rakenteet korjattiin tekemällä ensin urapaikkaus, jonka päälle levitettiin uusi päällystekerros. Käytetyt lujitteet, rakenteiden sijainnit myös suhteessa vanhoihin rakenteisiin sekä niiden numerointi on esitetty kuvassa 2.1 ja taulukossa 2.1.

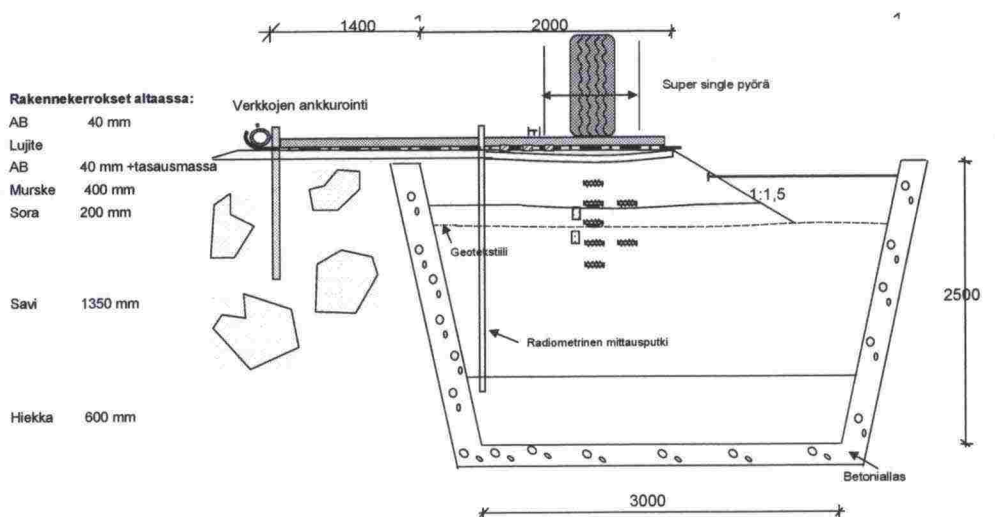


Kuva 2.1. Koerakenteet ja niiden tilanne ennen korjaustoimenpiteitä.

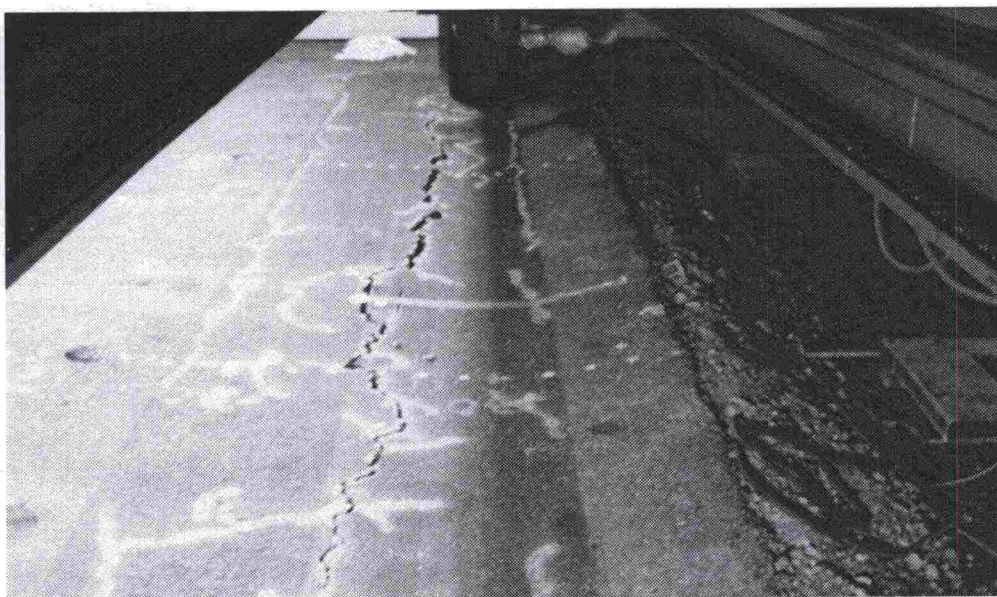
Taulukko 2.1 Koerakenteet ja niiden tilanne ennen korjaustoimenpiteitä.

Rakenteen nimi	Vastaava KePä-rakenne	Urasyvyys ennen korjausta, mm	Lujite
Rak 24	Luiskaton	28 mm	Lujittamaton referenssi
Rak 25			Teräsverkko 1 (BH500 - 6/5 - 150/200)
Rak 26	Loiva 1:3 luiska	42 mm	Teräsverkko 2 (BH500 - 8/5 - 150/200)
Rak 27			Lasikuitulujite
Rak 28	Jyrkkä 1:1,5 luiska	55 mm	Teräsverkko 1 (BH500 - 6/5 - 150/200)
Rak 29			Lujittamaton referenssi

Koerakenteiden tyypipoikkileikkaus on kuvassa 2.2. Edellisten kuormitusten aikana urautuneet rakenteet olivat seisseet kokeiden päättymisen jälkeen suojaamattomina talven 2001 - 2002 yli. Edellisen koevaiheen lopussa ylimpien rakenteiden kokoonpuristumisen mittaamiseen käytettyjen Emu-Coil anturien yläpinnat oli kaivettu esiin ja vaahtu. Lisäksi rakenteiden kantavuus kokeen jälkeen oli määritetty Loadman-mittauksin. Rakenteet olivat selvästi urautuneet ensimmäisen vaiheen tutkimuksissa ja niissä oli havaittavia halkeamia. Pääosin halkeamat olivat lyhyitä ja kapeita. Vain jyrkkäluiskaisen rakenteen (rak 28 -29) uran keskireunassa oli leveä koko uran mittainen pituushalkeama. Valokuva tilanteesta ennen korjaamista on esitetty kuvassa 2.3.



Kuva 2.2. Jyrkkäluiskaisen koerakenteen poikkileikkaus.



Kuva 2.3. Jyrkkäluiskainen koerakenne ennen korjaamista.

Rakenteet korjattiin tasaamalla ura ensin tasausmassalla ja asentamalla tasatulle pinnalle lujitteet. Niiden päälle levitettiin edelleen 40 mm kerros asfalttibetonia. Kun koetiekone oli siirretty koerakenteen päälle, kaivettiin kunakin rakenteen kohdalle jyrkkä sivuluiska (1:1,5) ennen kuormitusta.

2.2 Rakennekerrokset

Kevytpäällysterakenne mitoitettiin vastaamaan kantavuudeltaan alemman tieverkon rakenteita. Alimpien rakennekerrosten rakentaminen, instrumentointi sekä materiaalien tarkempi kuvaus on esitetty raportissa 'Luiskatun tie-rakenteen urautuminen' /Korkiala-Tanttu et al. 2002a/. Tässä esitetään vain lyhyt kuvaus eri rakennekerrosten ominaisuuksista.

Altaan pohjamaana oli laiha savikerros, jonka kokonaispaksuus kokeen alussa oli 1350 mm. Savikerroksen pinnalla oli käyttöluokan 3 suodatinkangas sekä altaan päissä oli 3 metrin levyinen kaksikomponenttigeotekstiili. Kaksikomponenttigeotekstiilit asennettiin rakenteeseen niiden käyttäytymisen testaamiseksi. Niiden osalta on laadittu erillinen raportti /Korkiala-Tanttu et al. 2002b/.

Sitomattomien rakennekerrosten alimpana osana (jakava kerros) oli 200 mm:n tiivistetty sorakerros (hiekkainen sora) ja ylempänä osana (kantava kerros) 400 mm:n murskekerros ('Teiskon murske'). Alimpana sidottuna päällysrakennekerroksena oli noin 40 mm asfalttibetonia (AB16/100), jonka raekoko oli 0 - 16 mm ja bitumina B70/100.

Ensimmäisen vaiheen rakennustyöt suoritettiin syksyllä 2000 ja koerakenne suojattiin talven yli lämpöeristämällä. Varsinainen testaus suoritettiin kesällä ja syksyllä 2001. Rakenne oli suojaamattomana yli talven 2001 - 2002.

2.3 Lujitteet

Koerakentamisen yhtenä tavoitteena oli selvittää erilaisten lujitteiden vaikutus kantavuudeltaan heikon rakenteen urautumisnopeuteen. Teräsverkko-toimittajien kanssa sovittiin, että kokeessa testataan silmäkooltaan samantyyppisiä teräsverkkoja. Ensisijassa sovittiin testattavaksi tällä hetkellä yleisimmin käytettyä teräsverkkotyyppiä (6/5 - 150/200), jossa rakenteen poikkisuuntainen teräslanka on 6 mm ja pituussuuntainen lanka 5 mm. Poikkisuuntaiset langat sijaitsevat 150 mm ja pituussuuntaiset 200 mm välein (teräsverkko 1). Toiseksi testattavaksi verkoksi valittiin muuten samanlainen verkko (teräsverkko 2), mutta sen poikkilangan halkaisija on 8 mm. Verkkojen teräslaatu on BH500. Verkkojen pituus oli 2 metriä ja poikkisuuntainen leveys oli 3,5 metriä. Kaksi verkkoa asennettiin pituussuuntaan puskusauamalla, jotta päästiin 4 metrin rakennepituuteen. Teräsverkot asennettiin siten, että pituussuuntainen teräslanka oli verkon alapinnalla.

Lujitteet ankkuroitiin altaan ulkopuolelta rakenteen pituussuuntaisen teräsputken ympärille. Teräsputken halkaisija oli 36 mm (kuva 2.2). Ankkuroinnin tarkoitus oli vastata normaalin tien toisen ajokaistan painon aikaansaamaa ankkurointivaikutusta, kun noin 7 m levyiselle tielle levitetään täysleveä lujiteverkko. Teräsverkkojen toinen reuna oli taivutettu tehtaalla valmiiksi teräsputkeen sopivaksi. Asfalttoinnin ajaksi teräsverkot kiristettiin luiskan puolelta liinoilla, jolloin ne saatiin esijännitettyä. Teräsverkot instrumentoitiin venymäliuskoin, joilla mitattiin poikkisuuntaiseen teräslankaan muodostuvia muodonmuutoksia ja edelleen jännityksiä.

Lasikuitulujitteeksi valittiin Polyfelt Ges.m.b.H:n toimittama, päällystystöihin suunniteltu Polyfelt PGM-G100/100 lujite, jonka vetolujuus molempiin suuntiin on 100 kN/m. Tämä lujuus vastaa suurin piirtein teräsverkkojen lujuutta. Lasikuitulujite liimattiin molemmilta puolin toimittajan lähettämien ohjeiden mukaisesti bitumiemulsiolla. Myös lasikuitulujite ankkuroitiin samaan teräsputkeen kiertämällä lujite tiukasti putken ympäri ja taittamalla yli jäänyt osa noin 400 mm matkalta kaksinkerroin. Asfalttoinnin ja bitumiemulsion levityksen aikana lujitetta pidettiin tiukkana, jotta siihen ei syntyisi laskoksia. Lasikuitulujitteen rakenteesta johtuen siitä ei voitu kohtuullisin kustannuksin mitata venymiä.

2.4 Rakentaminen

Uusien koerakenteiden rakentaminen aloitettiin elokuussa 2002. Työ aloitettiin vaaitsemalla koerakenteen pinnan taso. Rakenteissa olevat reiät paikatettiin ja urat tasattiin tasausmassalla. Huokospaine- ja radiometrisiä mittauksia varten asennettuja, rakenteessa jo aiemmin olleita suojaputkia jatkettiin, jotta mittauksia voitiin jatkaa myös tämän tutkimushankkeen kokeiden aikana. Pinnalle asennettiin lujitteet, jotka ankkuroitiin kuvan 2.2 mukaisesti. Lasikuitulujite liimattiin alustaansa ja uuteen päällysteeseen bitumiemulsiolla valmistajan ohjeiden mukaisesti. Lujitteiden päälle levitettiin 40 mm asfalttibetonikerros. Asfalttina käytettiin samaa laatua kuin alemmassakin kerroksessa eli (AB 16/100) ja bitumi 70/100.

Asfalttibetoni tiivistettiin sileävalssijyrällä ja se levitettiin noin 3,8 metrin leveydelle. Työn laatua tarkkailtiin vaaituksin, DOR- ja pudotuspainolaitemittauksin. Ennen koetta tehtyjä pudotuspainolaitemittauksia tehtäessä leikkausluiska oli täytettynä muiden kuin rakenteen 28 - 29 osalta. Lopuksi päällyste instrumentointiin. Rakenteiden luiskat kaivettiin auki rakennekohdaisesti vasta sitten, kun koetiekone oli siirretty testattavan rakenteen päälle. Luiska jouduttiin täyttämään uudelleen ennen koneen siirtoa pois rakenteelta. Rakenteet testattiin pareittain ja niiden testausjärjestys oli 28 - 29, 26 - 27 sekä viimeisenä 24 - 25.

Rakentamisen aikana ja ennen koestusta tehtyjen kokeiden ja mittausten tarkoituksena oli selvittää koerakenteen materiaalien niitä ominaisuuksia, joiden muutoksia haluttiin seurata koestuksen aikana ja sen jälkeen. Osal-

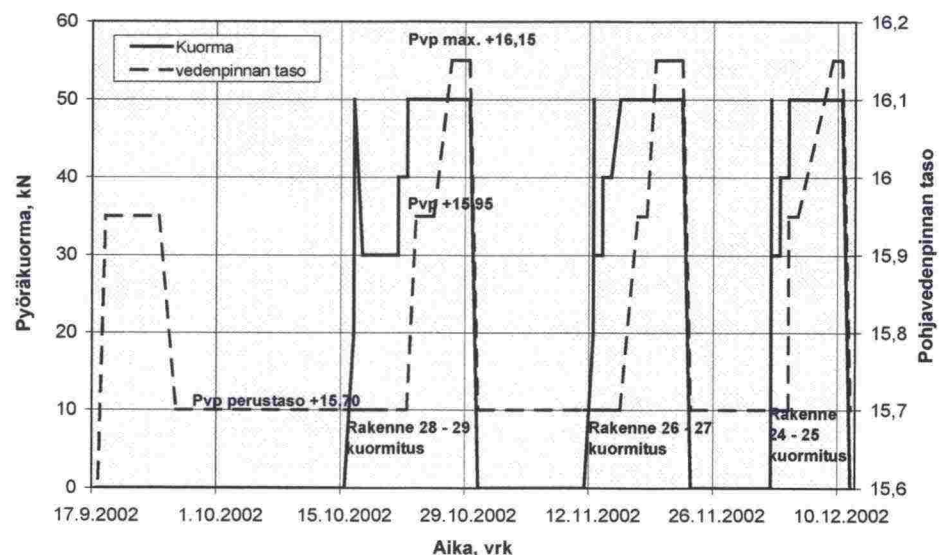
taan tutkimukset toimivat koerakenteen laadunvalvonnan apuna. Rakennustyön laadunvalvonnan tulokset on esitetty liitteessä 2.

2.5 Pohjaveden pinnan sääntely ja kuormitusohjelma

Kokeessa noudatettiin pääosin samoja kuormitusjärjestelyjä kuin KePä -tutkimuksessakin. Pohjaveden pinta nostettiin ennen varsinaisen testauksen aloittamista jakavan kerroksen pohjan tasoon ($W2 = +15,95$) muutaman päivän ajaksi. Tämän jälkeen se laskettiin alas testauksen aikaiseen perustasoon ($W1 = +15,70$ eli 50 mm pohjamaana olevan saven yläpinnan alapuolella). Pohjaveden pinnan ylemmän tason aikana suoritettiin pudotuspainolaitemittaukset.

Jokaisen alueen kuormituksen yhteydessä 50 kN:n kuormalla pohjaveden pinta oli nostettuna sorakerroksen yläpinnan tasoon ($W2 +15,95$) ja myös murskekerrokseen ($W3 +16,15$). Pohjaveden pinnan tasojen vaihtelu sekä eri alueiden kuormitukset on esitetty kuvassa 2.4 sekä taulukossa 2.2.

Kaikki rakenteet kuormitettiin saman kuormitusohjelman mukaisesti (taulukko 2.2). Kuormittavana pyöränä käytettiin yksittäistä ns. Super Single-pyörää. Rengaspaine kaikilla pyöräkuormilla oli 700 kPa. Kuormitusjakautuma käytettiin tierakenteiden tutkimukseen perustuvaa normaalijakautumaa, jonka leveys oli ± 300 mm keskilinjasta. Tämä kuormitusjakautuma poikkesi Kepä-tutkimuksessa käytetystä. Kepä-tutkimuksessa käytettiin kolmea 300 mm välein sijainnutta kuormituslinjaa, joita kaikkia kuormitettiin yhtä paljon. Kuormituksen ja instrumentoinnin keskilinja (kl) sijaitsi 700 mm luiskan taitteesta, joka oli myös päällysteen reuna. Rakenteen vasteita mitattiin pyöräkuorman sijaitessa keskilinjalla sekä 300 mm vasempaan keskilinjasta eli 1000 mm päällysteen reunasta.



Kuva 2.4. Pohjaveden pinnan tasot ja eri alueiden kuormitusajankohdat.

Taulukko 2.2. Kokeen kuormitusaikataulu (PPL = pudotuspainolaite)

Rakenne	Pvm	N	Kuormitus, kN	Vedenpinnan taso	Huom.
-	11.9.2002	-	-	+15,50	Veden pinnan nosto alkaa
-	18.9.2002	-	-	+15,95	Urapaikkaus + PPL-mittaukset
-	24.9.2002	-	-	+15,95	Päällystys + PPL-mittaukset
28 - 29	15.10.2002	-	-	+15,70	Alkumittaukset
	16.10.2002	560	30 - 50	+15,70	Esikuormitus
	21.10.2002	8 900	30	+15,70	1. kuormitusporras
	22.10.2002	17 300	40	+15,70	2. kuormitusporras
	22.10.2002	24 400	50	+15,70	3. kuormitusporras
	25.10.2002	28 300	50	+15,95	4. kuormitusporras
	29.10.2002	38 900	50	+16,15	5. kuormitusporras
26 - 27	11.11.2002	-	-	+15,70	Alkumittaukset
	12.11.2002	560	30 - 50	+15,70	Esikuormitus
	13.11.2002	8 900	30	+15,70	1. kuormitusporras
	14.11.2002	17 300	40	+15,70	2. kuormitusporras
	15.11.2002	24 500	50	+15,70	3. kuormitusporras
	18.11.2002	28 100	50	+15,95	4. kuormitusporras
	21.11.2002	39 000	50	+16,15	5. kuormitusporras
24 - 25	2.12.2002	-	-	+15,70	Alkumittaukset
	2.12.2002	560	30 - 50	+15,70	Esikuormitus
	3.12.2002	8 900	30	+15,70	1. kuormitusporras
	4.12.2002	17 300	40	+15,70	2. kuormitusporras
	4.12.2002	24 500	50	+15,70	3. kuormitusporras
	5.12.2002	28 200	50	+15,95	4. kuormitusporras
	10.12.2002	39 000	50	+16,15	5. kuormitusporras

2.6 Instrumentointi

Instrumentoinnin avulla mitattiin rakenteissa tapahtuvia muodonmuutoksia, lujitteiden venymiä, maanpaineita, kosteuden ja lämpötilan muutoksia sekä rakentamisen että testin aikana. Rakennekerroksissa sijaitsevat instrumentit oli asennettu edellisen kokeen rakentamisen yhteydessä. Kaikkia aiemmin asennettuja instrumentteja ei pystytty seuraamaan tai seuraamista ei enää pidetty tarkoituksenmukaisena tämän kokeen yhteydessä. Esimerkiksi kaksi vuotta rakenteessa olleet huokospaineanturit eivät enää toimineet.

Rakentamisen aikana rakenteeseen asennettiin uusina instrumentteina teräsverkkojen venymäliuskat sekä asfaltin pinnan taipumaa seuraavat kiihtyvyyssanturit. Taulukossa 2.3 on esitetty tutkimuksen yhteydessä seurattujen instrumenttien tyypit ja kokonaismäärät. Detaljivat eri rakenteiden instrumentoinnista on esitetty liitteessä 1. Sekä rakenteen että ulkotilan lämpötilaa seurattiin kokeen aikana, jotta koestettavan rakenteen lämpötila voitiin kokeen aikana pitää vakiona (noin + 10° C).

Taulukko 2.3. Tutkimuksessa seurattut instrumentit.

Mitattava suure	Instrumentti	Määrä eri kuormitusalueilla
maanpaine	painerasia	6 + 6 + 6
lämpötilaprofiili	termopari	1 + 1 + 1
siirtymä	Emu-Coil	8 + 8 + 8
tiheys ja	radiometrinen	
tilavuusvesipitoisuus	mittausputki	1 + 1 + 1
ulkoilman lämpötila	Lämpötila-anturi	1
asfaltin lämpötila	Cu - konstantaanipari	3 + 3 + 3
taipuma	kiihtyvyyssanturi	2
vaakasuuntainen siirtymä	venymäliuskapohjain	
luiskassa	en anturi (siirto	2
	rakenteesta toiseen)	
lujitteen venymä	venymäliuska	12 + 12 + 12

3 LABORATORIOKOEET

3.1 Sitomattomien materiaalien laboratoriokeet

Materiaalit

Nämä tutkimukset käsittivät aiemmin muissa yhteyksissä tutkimatta jääneet materiaaliominaisuudet, eli jakavan kerroksen hiekkaisen soran lujuusominaisuudet ja pohjamaata edustaneen laihan saven kokoonpuristuvuus- ja lujuusominaisuudet.

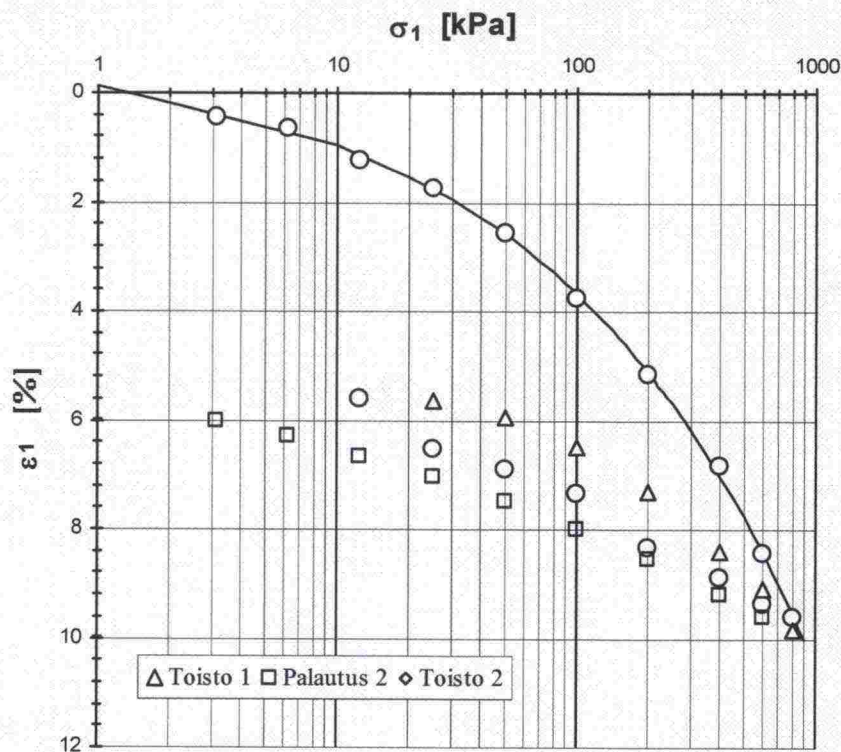
Savi

Laihan saven luokitus-, kokoonpuristuvuus- ja lujuusominaisuudet määritettiin Teknillisen korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Laihalle savelle tehtiin kokoonpuristuvuus- ja lujuusominaisuuksien määritykset. Kokoonpuristuvuusominaisuudet määritettiin ödometrikokeella ja lujuusominaisuudet määritettiin kolmiakselikokeella. Materiaalin rakeisuusmäärittelyn mukaan materiaali on laihaa savea.

Laihan saven kokoonpuristuvuuskokeet tehtiin portaittaisella ödometrikokeella käyttäen kymmentä kuormitusporrasta (3,125 – 800 kPa). Ödometrikokeen näytteen mitat olivat (halkaisija × korkeus) 50 mm × 20 mm. Kokeeseen sisältyi myös palautus-toistokuormitusvaihe. Kokoonpuristuvuuskokeen tulokset on esitetty taulukossa 3.1 ja kuormitus-kokoonpuristumakuvaaja on esitetty kuvassa 3.1.

Taulukko 3.1. Ödometrikoe. HVS-Jyrkkä. Laiha savi. Koetulokset.

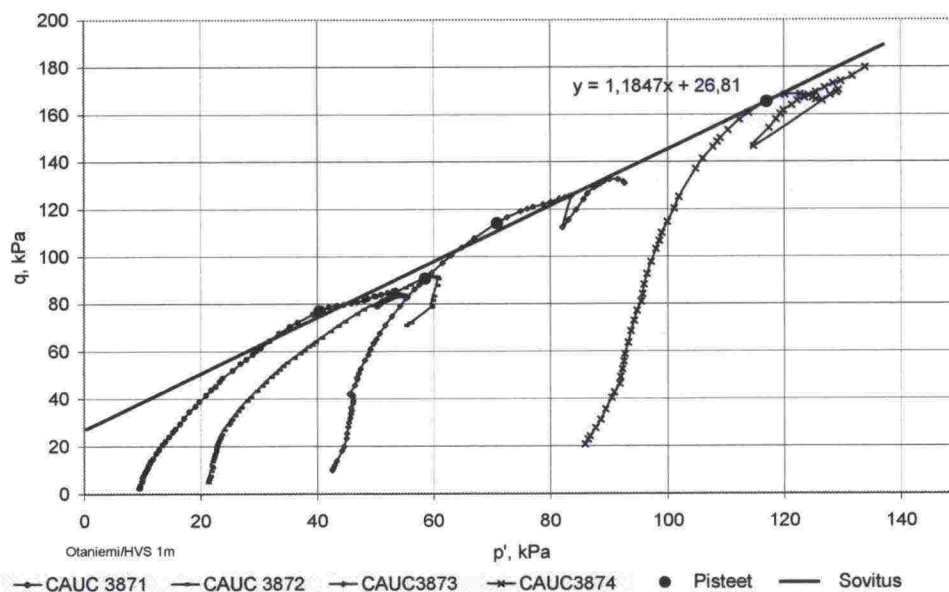
Tiheys (g/cm ³)	Vesi- pitoisuus (%)	m ₁ (kPa)	β ₁ (-)	m ₂ (kPa)	β ₂ (-)
1,958	27,3	55,3	0,40	110	0,50



Kuva 3.1. Ödometrikoe. Laiha savi. Kuormitus-kokoonpuristuma - kuvaaja.

Laihan saven kolmiakselialikoesarja tehtiin neljällä eri sellipaineella: 10, 20, 40 ja 80 kPa. Kokeet tehtiin anisotrooppisesti konsolidoiduille näytteille suljetussa tilassa leikkaamalla. Näytteen koko oli (halkaisija × korkeus) 50 × 100 mm. Leikkausnopeus oli 0,02 mm/min eli 1,2 mm/h. Näytteiden kyllästysaste vaihteli 90..100 % välillä leikkausvaiheessa.

Kolmiakselikokeiden jännityspolkukuvaajat on esitetty kuvassa 3.2. Kuvaan on myös piirretty suora, josta lujuusparametrit lasketaan. Kolmiakselikokeiden tuloksista määritetyt lujuusparametrit on koottu taulukkoon 3.2.



Kuva 3.2. Kolmiakselialikoe. Laiha savi. Jännityspolku –kuvaaja.

Taulukko 3.2. Kolmiakselialikoe. Laiha savi. Lujuusparametrit.

Tiheys, ka (g/cm ³)	Vesipitoisuus, ka (%)	Kitkakulma (°)	Koheesio (kPa)
1,863	32,4	29,6	12,9

Kolmiakselikokeet onnistuivat hyvin ja niiden tuloksista voitiin määrittää laihan saven lujuusparametrit suljetussa tilassa. Määritetty kitkakulma sopii hyvin Pohjarakennusohjeen laihalle savelle esittämän löyhän tilan arvoihin (27–30°).

Sora

Koerakenteessa jakavassa kerroksessa käytetylle sitomattomalle sora-materiaalille (hkSr) tehtiin 12.8.2003 lujuusominaisuuksien määrittämissä. Taulukossa 3.3 on esitetty tutkitavan soran parannetun Proctor -kokeen tulokset.

Taulukko 3.3. Tutkitun materiaalin parannetun Proctor -kokeen tulokset.

Materiaali	Maksimikuivairtoisuus / -kuivatilavuuspaino (g/cm ³ / kN/m ³)	Optimivesipitoisuus (%)
Hiekkainen sora	2,168 / 21,26	6,5

Materiaalin tilamuuttajat (tiheys ja vesipitoisuus) valittiin tehtyjen Proctor -kokeiden ja rakenteen tiiveysmittausten (volymetri, Troxler) tulosten perusteella. Kokeisiin valittu tiheys ja vesipitoisuus on esitetty taulukossa 3.4.

Taulukko 3.4. Moduulikokeessa käytetyt materiaalin tilamuuttujat (suluissa tavoitearvo).

Materiaali	Kuivairtoteiheys (tavoite) (g/cm ³)	Vesipitoisuus (tavoite) (%)
Hiekkainen sora	2,004 (1,994)	5,8 (6,0)

Kokeet tehtiin yhdellä näytteellä ns. moniportaisella koemenettelyllä. Tässä menettelyssä näyte kuormitetaan murtoon ensin yhdellä sellipaineella, jonka jälkeen sellipainetta nostetaan ja näyte ajetaan uudelleen murtoon. Kokeet tehtiin ensin neljällä sellipaineella: 10, 20, 40 ja 80 kPa. Sarjan lopuksi koe toistettiin vielä sellipaineella 10 kPa. Sellipaineet aiheutettiin imemällä näytteeseen osittainen, sellipaineen suuruinen alipaine.

Kokeen aikana näytteestä mitattiin voiman lisäksi pysty- ja vaakamuodonmuutokset siten, että jännitykset voitiin laskea mahdollisimman oikein koko lujuuskokeen aikana.

Lujuuskokeiden muodonmuutos – leikkausjännitys -kuvaajat on esitetty kuvassa 3.3 Koetuloksista määritetyt sellipaine (σ_3) - leikkauslujuus (τ) -pisteet on esitetty kuvassa 3.4. Lujuuskokeen tuloksista määritettiin kitkakulma ja koheesio. Menetelmästä johtuen määritetyt lujuusparametrit edustavat enemmänkin kriittisen tilan lujuutta, kuin materiaalin huippulujuutta. Koetuloksista voi myös havaita, että ensimmäinen piste ei sovi joukkoon - koetta ei jatkettu tarpeeksi pitkään. Pisteet sijoittuvat varsin hyvin suoralle, eli käytetyllä jännitysalueella (sellipaine 10-80 kPa) lujuuden kehitys on lineaarista. Kitkakulma ja koheesio määritetään seuraavilla kaavoilla (3.1...3.2).

$$\tan \phi = S_f / (1 + 2 \cdot S_f)^{0.5} \quad (3.1)$$

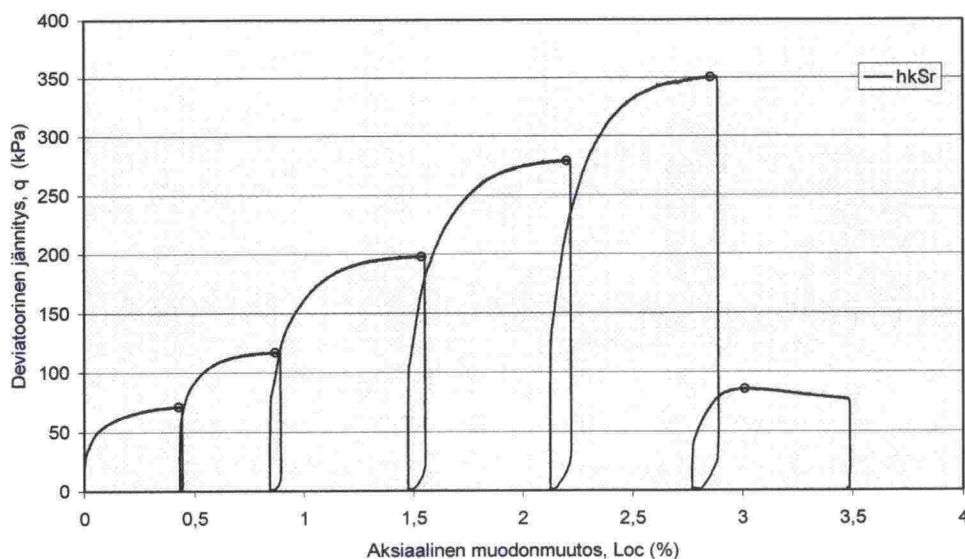
$$c = \tau_0 / (1 + 2 \cdot S_f)^{0.5} \quad (3.2)$$

missä ϕ on kitkakulma (°)
 c koheesio (kPa)
 S_f sovitussuoran kaltevuus σ_3 - τ -koordinaatistossa
 τ_0 sovitussuoran leikkauspiste τ -akselilla

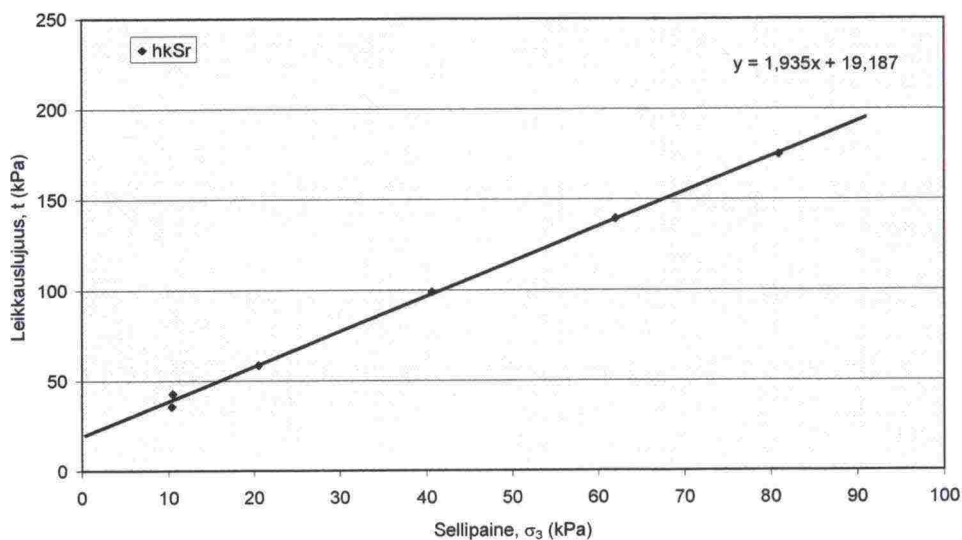
Koetuloksista tulkitut lujuusparametrit on koottu taulukkoon 3.5. Taulukossa 3.5 on esitetty myös kantavan kerroksen kalliomurskeen sekä HVS Kevät - Ylikuorma kokeessa testattujen materiaalien korjatut lujuusominaisuudet. Tulkinnessa on käytetty kaikkien eri sellipaineilla tehtyjen kokeiden tuloksia (kuva 3.4). Tulkinnessa ei ole tehty kumikorjauksia.

Taulukko 3.5. Kolmiakselikokeella määritetyt HVS rakenteiden sitomattomien kerrosten korjatut lujuusparametrit.

Materiaali	Kitkakulma (°)	Koheesio (kPa)
Hiekkainen sora	41,2	8,7
Kalliomurske	43,1	43,0
Hiekka (HVS Kevät - ylikuorma)	35,5	12,9
Soramurske (HVS Kevät - Ylikuorma)	44,7	35,6



Kuva 3.3. Lujuuskoe. Deviaattorisen jännityksen kehittyminen eri kokeissa sellipaineen muuttuessa.



Kuva 3.4. Lujuuskoe. Lujuusparametrien määrittäminen sellipaine - leikkauslujuus -koordinaatistossa.

Hiekkaiselle soralle tehty koe onnistui hyvin, kuten kuvasta 3.4 selvästi näkyy. Kokeen tuottamat lujuusparametrit (esim. kitkakulma $41,2^\circ$) sijoittuvat aikaisemmin määritettyjen parametrien väliin. Aiemmissa kokeissa altaan pohjamaa hiekalle saatiin kitkakulmaksi $41,9$. Kitkakulman oikea korjattu arvo on $35,5$ astetta ja soraurskeelle vastaavasti aiemmin määritetyn $52,3$ asteen kitkakulman oikea korjattu arvo on $44,7$ astetta. Koetuloksessa ei ole havaittavaa epälineaarisuutta. Aiempiin kokeisiin nähden aksiaalinen kuorma palautettiin tässä kokeessa "nollaan" ennen sellipaineen lisäystä.

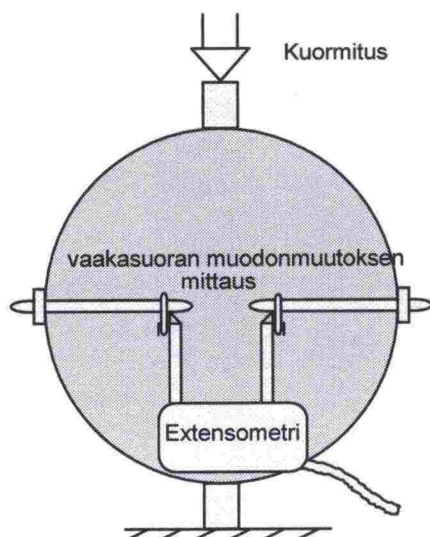
Koe tehtiin käytännössä samassa tiheydessä ja kosteudessa kuin aiemmat kyseisen materiaalin jäykkyys- ja deformaatiokokeet, joten tulosta voi hyödyntää HVS-koetulosten analysoinneissa.

3.2 Sidottujen materiaalien laboratoriokeet

Koerakenteen sidotulle kulutuskerrokselle (AB16/100), joka koostui aieman KePä-koerakenteen kulutuskerroksesta ja sen päälle rakennetusta uudesta kerroksesta, määritettiin massan jäykkyysmoduuli. Jäykkyys määritettiin erikseen sekä alemmalle (KePä) että ylemmälle, uudelle osakerrokselle.

Kokeet tehtiin noudattaen pohjoismaista versiota SHRP-P07 protokollasta. Menetelmässä lieriönmuotoista (päälysteestä porattua) koekappaletta kuormitetaan halkaisijan suunnassa ja mitataan palautuvat poikkisuuntaiset muodonmuutokset (kuva 3.5). Moduuli määritetään "epäsuoraan vetokokeeseen" perustuvalla kuormitusmenettelyllä (Indirect Tensile Test = ITT) tunnetun kuormituspulssin ja palautuvien muodonmuutosten avulla.

Kuormituspulssin ohjeellinen muoto ja ajoitus on esitetty SHRP-P07 protokollassa /SHRP-P07 1993/. Kuormitettaessa näytteeseen kohdistetaan staattisen peruskuorman ja lyhytaikaisen pulssimuotoisen kuorman yhdistelmä. Sinimuotoisen pulssin kesto on $0,1$ sekuntia ja pulssien väli 1 tai 3 sekuntia. Staattisen peruskuorman arvo on 10% kuormituspulssin maksimiarvosta. SHRP-P07 esittää pulssien väliksi $1,0$ sekuntia, pohjoismainen SHRP /FAS 1991, Nordic SHRP 1994/ vastaavasti $3,0$ sekuntia. Pohjoismaisesta ohjeesta poiketen kuormitus tehtiin vain yhdellä kuorman tasolla (900 N). Näytettä käännettiin 90° kuormitusten välillä. Tulos on siis kahden eri suunnassa tehdyn määityksen keskiarvo.



Kuva 3.5. Jäykkyyssmoduulin määrittäminen ITT-kokeella. Periaatekuva.

Kokeita varten porattiin koalueelta edustavalta paikalta kolme halkaisijaltaan 100 mm poralieriötä koko sidotun päällysteen, eli molempien osakerosten läpi. Näistä poralieriöistä sahattiin koelieriöt sekä alemmasta että ylemmästä asfalttikerroksesta. Näin kummastakin kerroksesta saatiin kolme rinnakkaista näytettä. Näytteiden paksuudet vaihtelivat välillä: 37,5 - 60,0 mm. Kokeet tehtiin yhdessä lämpötilassa +10 °C, mikä oli myös koetiekonekokeissa käytetty lämpötila. Tulosten tulkinnassa käytetty Poisson-luvun arvo oli $\nu = 0,28$ ja jäykkyyssmoduuli määritettiin kuormitushuipun ja 1 sekunnin väliltä määritetystä muodonmuutoserosta. Jäykkyyssmoduulimääritysten tulokset on esitetty taulukossa 3.6.

Taulukko 3.6. Päällystekerrosten jäykkyyssmoduulimääritysten yhteenveto.

Massakerros	Ylempi, uusi AB	Alempi AB (KePä)
Jäykkyyssmoduuli M_r (MPa)	5360	5340

Kokeet tuottivat molemmille kerroksille aivan saman jäykkyyssmoduulitason. Määritetty jäykkyyssmoduulin keskiarvo, (5350 MPa), vastaa AB:lle aiemmin tyypillisesti saatujen moduuliarvojen keskitasoa. Esimerkiksi SHRP -koeteiltä 1990-luvun alussa poratuista näytteistä +10 °C -lämpötilan interpoloitu keskiarvo on luokkaa 5700 MPa.

4 MITTAUKSET

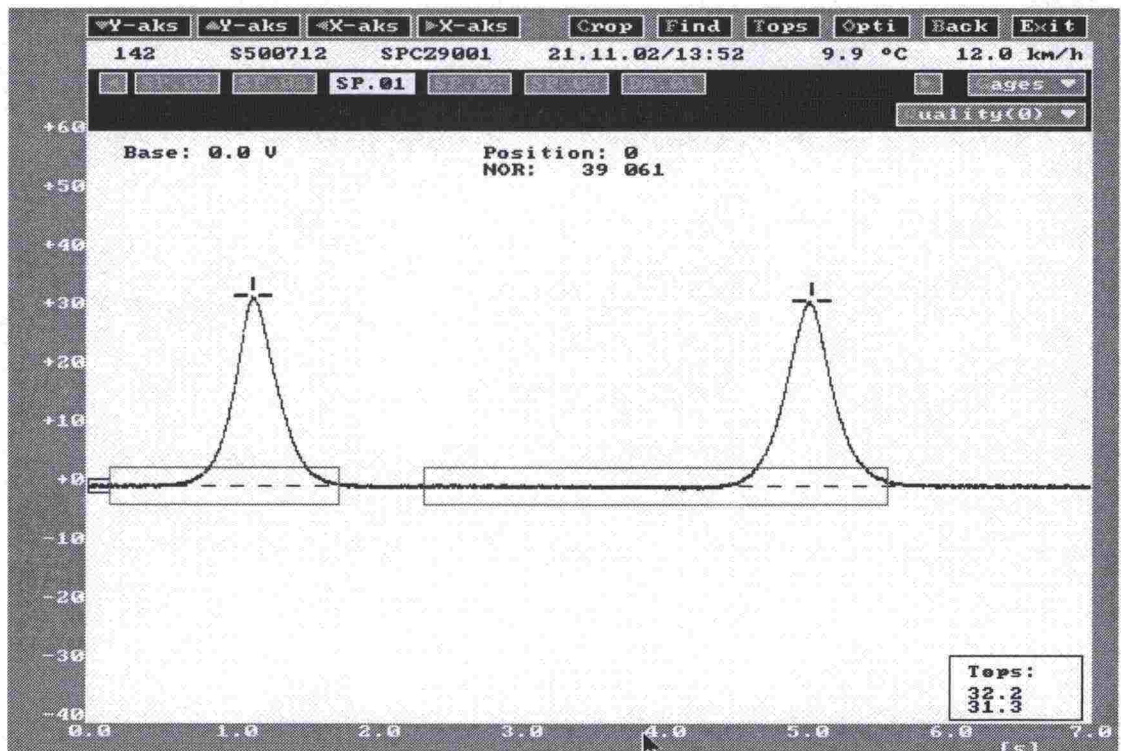
Koekuormitusten aikana seurattiin rakennekerroksissa ja rakenteen pinnalla tapahtuvia muodonmuutoksia, teräsverkkojen venymiä, maanpaineita sekä kosteuden ja lämpötilan muutoksia. Mittauksissa rekisteröivät vasteet olivat sekä dynaamisia että staattisia.

Radiometriset mittaukset

Rakenteiden vesipitoisuuden muutoksia seurattiin radiometrisin mittauksin. Jokaisessa rakenteessa oli yksi radiometrinen mittausputki, josta tehtiin mittauksia eri pohjavedenpinnan tasoilla. Yhteensä mittauksia tehtiin 9 eli 3 kpl jokaiselta testattavalta rakenneparilta. Tulokset on esitetty liitteessä 3.

Maanpaineanturit

Maanpaineantureita oli asennettuna yhteensä 18 kpl. Kullakin kuormitusalueella sijaitsi kolme maanpaineanturia kahdella eri syvyydellä eli sora- sekä savikerroksessa. Maanpaineanturit oli asennettu mittaamaan pystysuuntaisen jännitystilän muutoksia kuormituksen suhteen. Mittaukset suoritettiin pyörän edestakaiselta ajolta. Mittaussignaaleista etsittiin maksimiarvot ja kerroskohtainen maanpaine laskettiin näiden maksimiarvojen keskiarvona. Kuvassa 4.1 on esitetty esimerkki maanpaineanturin mittaussignaalista sekä maksimiarvojen määrittämisestä. Rakenteen 26 - 27 sorakerroksen antureista vain kaksi toimi luotettavasti. Mittaustulokset on esitetty liitteessä 4.

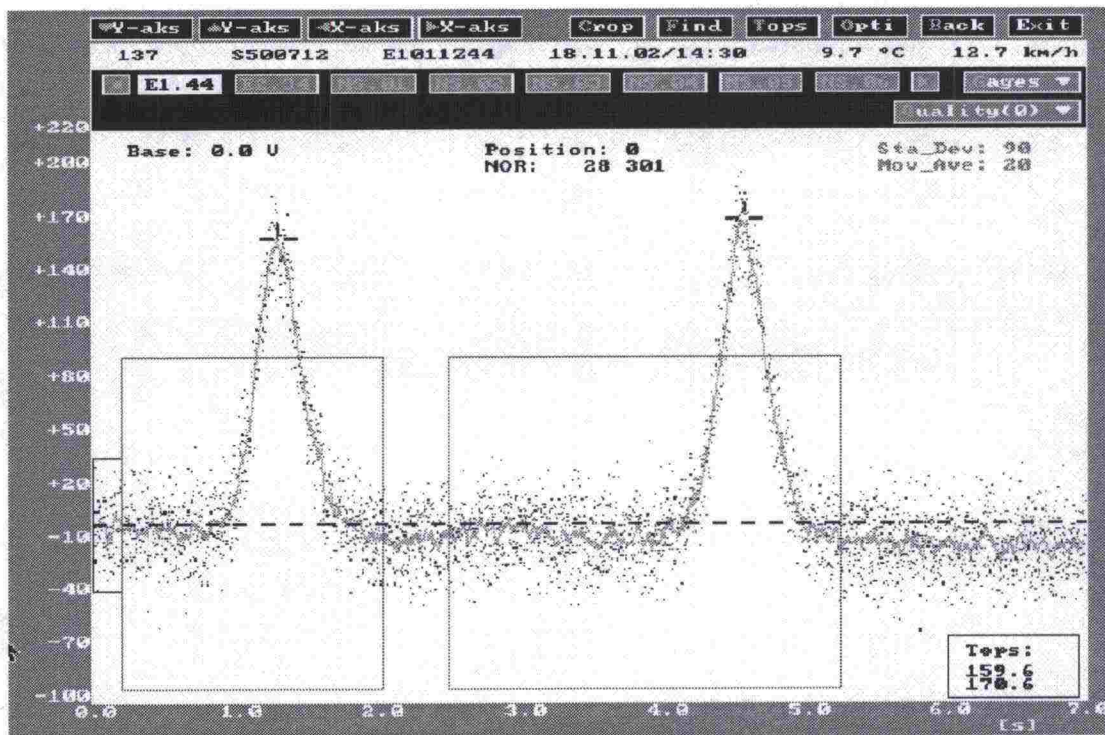


Kuva 4.1. Maanpaineanturin mittaussignaali ja sen maksimiarvot, esimerkkikuva.

Emu-coil anturit

Emu-Coil antureita oli asennettu yhteensä 24 kpl, eli kahdeksan kullekin kuormitusalueelle. Käytettyjen Emu-Coil anturien halkaisija oli 100 mm. Antureilla mitattiin eri kerrosten hetkellisiä ja pysyviä muodonmuutoksia sekä vaaka- että pystysuunnassa. Mittaukset suoritettiin testipyörän edestakaiselta ajolta. Tuloksissa on käytetty maksimiarvoa näistä kahdesta mittauksesta kuvan 4.2 mukaisesti. Yksittäisessä signaalissa on paljon mittaustuloksia, joten yhden ylityksen huippuarvo on määritetty 20 perättäisen mittauksen juoksevana keskiarvona. Hetkellisten muodonmuutosten lisäksi seurattiin antureiden pysyvää muodonmuutosta.

Pysyvän siirtymän mittausteknisenä kynnysarvona voidaan pitää ± 1 mm, jota pienempiä siirtymiä ei voida luotettavasti määrittää /Janoo et al. 1999/. Savikerroksen siirtymät vaihtelivat välillä 0 - 1,1 mm ja niissä oli havaittavissa 'epäloogista' käyttäytymistä eli siirtymät pienenivät ylitysten kasvaessa. Tämä johtunee mittauksen epätarkkuudesta näin pienillä siirtymillä. Mittaustulokset on esitetty liitteessä 5.



Kuva 4.2. Emu-Coil-anturin mittaussignaali ja maksimiarvojen määrittäminen.

Päällysteen pinnan kiihtyvyyssanturit

Päällysteen pinnan taipumaa (hetkellistä siirtymää) kokeen aikana seurattiin päällysteen pinnalle asennetuilla kiihtyvyyssantureilla. Kiihtyvyyssantureita asennettiin kaikkien kuuden rakenteen kohdalle asfaltin pinnan päälle. Mittauksissa seurattiin hetkellistä siirtymää. Mittaustulokset on esitetty liitteessä 5. Kiihtyvyyssanturien tarkkuudesta sekä asentamisesta johtuvista syistä mittaustulokset olivat vaikeita tulkita.

Luiskan vaakasuuntaiset venymäanturit

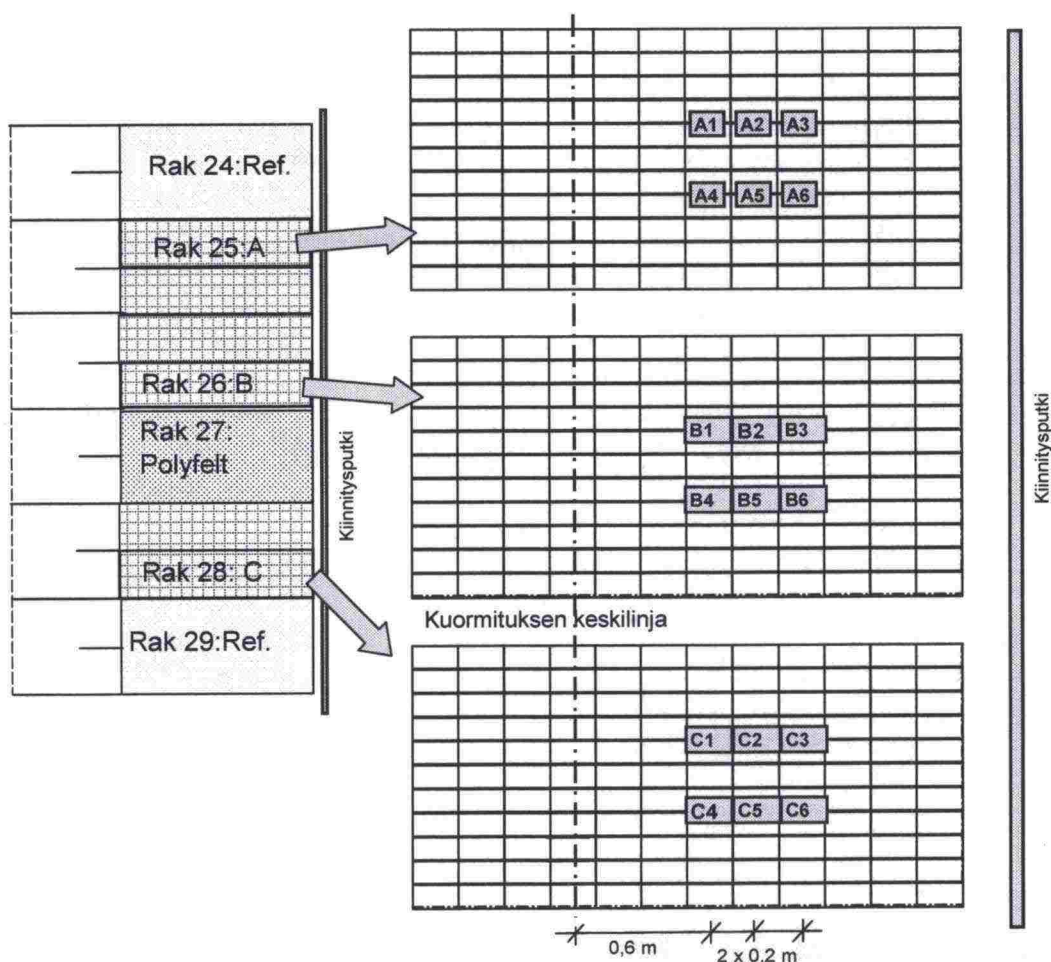
Jokaisen testattavan kahdeksan metrin alueella käytettiin kahta luiskaan asennettua venymäliuskapohjaista vaakasuuntaista pysyvää siirtymää seuraavaa anturia. Anturit sijaitsivat molempien rakenteiden alueella, luiskan yläosassa noin murskekerroksen puolivälissä. Anturit asennettiin erikseen tarkoitusta varten valmistettujen vaakasuuntaisten tukitelineiden varassa tukeutumaan betonialtaan reunaan, kun luiska oli kaivettu auki. Anturit asennettiin paikoilleen vasta, kun koetiekone oli siirretty testattavan alueen kohdalle ja luiskat oli kaivettu. Lisäksi seurattiin mittanastojen avulla luiskan taitteen vaakasuuntaista siirtymää koealtaan reunaan verrattuna. Mittaustulokset on esitetty liitteessä 5.

Päällysteen pinnan profilometrimittaukset

Rakenteiden pinnan urautumista seurattiin päällysteen päältä tehdyin profilometrimittauksin. Jokaisessa rakenneparissa seurattiin kolmen poikkisuuntaisen vaaituslinjan urautumista. Leikkaukset sijaitsivat kahden metrin päässä toisistaan siten, että jokaisen rakenteen keskellä oli yksi mittalinja ja yksi sijaitsi rakenteiden välissä. Mittaustulokset on esitetty liitteessä 6.

Lujitteiden venymäliuskat

Lujitteiden käyttäytymistä seurattiin asentamalla niihin venymäliuskoja. Liuskat asennettiin vain teräslujitteisiin, sillä liuskojen kiinnitys ja toiminta lasikuitulujitteessa oli epävarmaa. Liuskat asennettiin teräsverkon poikkisuuntaan keskilinja vasemmalle puolelle. Liuskoja oli kaksi vastakkain eri puolilla teräslankaa ja venymä laskettiin näiden kahden liuskan mittausten keskiarvona. Instrumentoituja lankoja oli kaksi jokaisella testattavalla teräsverkkoalueella. Venymäliuskat sijaitsivat mitattavassa teräslangassa kolmella peräkkäisellä lankavälillä kuvan 4.3 mukaisesti. Mittauksilla tavoiteltiin sekä hetkellisiä että pysyviä venymiä. Mittaukset on esitetty liitteessä 7.



Kuva 4.3. Venymäliuskojen sijaintipiirros.

Rakenteiden vaurioituminen

Rakenteiden päällysteen vaurioitumista seurattiin silmämääräisesti. Missään rakenteessa ei havaittu muita vaurioita kuin urautumista.

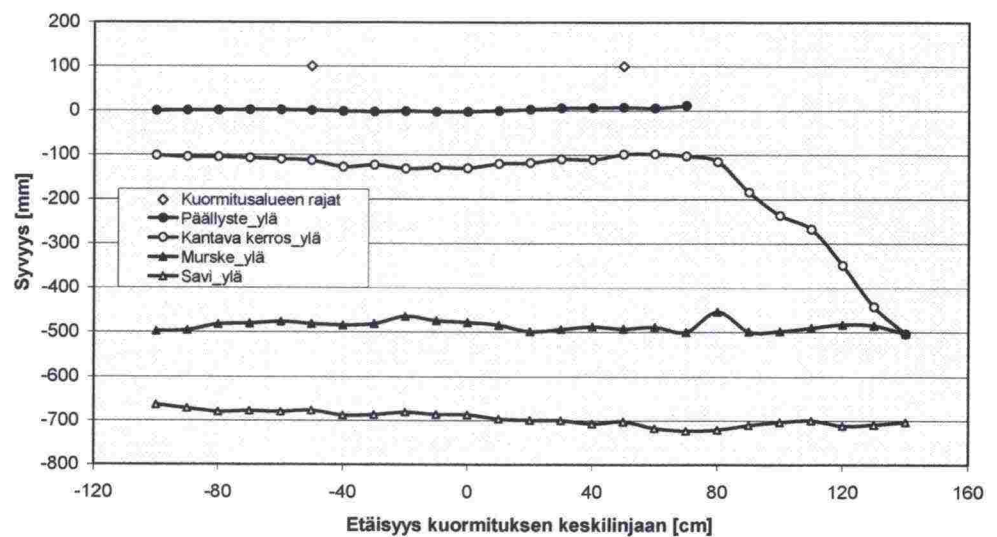
Rakenteiden aukikaivu ja näytteenotto kokeen jälkeen

Kokeen päätyttyä rakenne suojattiin kevyesti 50 mm:n routasuojalevyillä ja keväällä rakenteen sulattua rakennekerrokset paljastettiin. Paljastetulta pinnalta tehtiin pudotuspainolaitemittaukset, joiden tulokset on esitetty kappaleessa 5.9. Rakenteet kaivettiin auki ja pinnat vaaittiin. Samassa yhteydessä otettiin näytteitä sekä sidotuista että sitomattomista kerroksista. Sitomattomien kerrosten näytteistä (savi ja sora) tehtiin lujuusominaisuuksien määrittäykset jälkilaskentoja varten. Lisäksi päällystekerroksista ja lujitteista otettiin näytteitä sahaamalla taivutuskokeita sekä jäykkyysominaisuuksien määrittämistä varten. Päällysteen näytteenoton yhteydessä havaittiin, että erityisesti rakenteen 25 kohdalla päällystekerrokset olivat irronneet toisistaan (kuva 4.4).

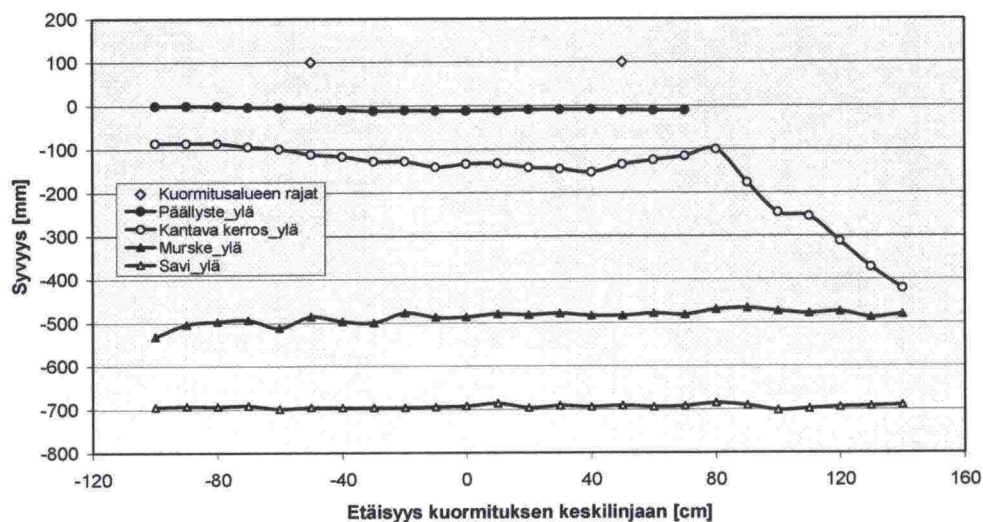


Kuva 4.4. Rakenteesta 25 sahattu päällystenäyte. Päällystekerrokset ovat irronneet toisistaan.

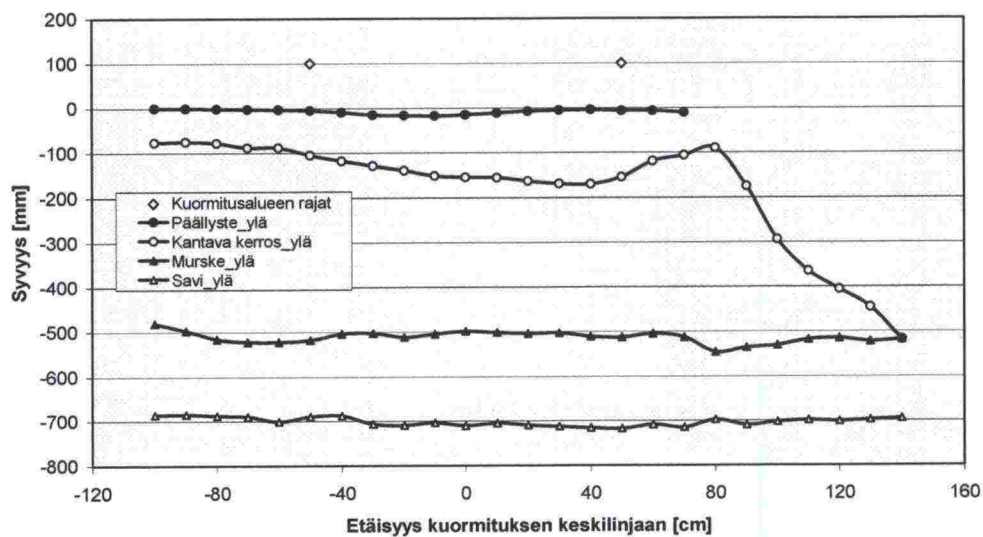
Rakenteet kaivettiin auki keskeltä kuormitusaluetta ts. rakenteiden 24 ja 25 yhtymäkohdasta jne. Aukikaivun jälkeen rakennekerrosten pinnat vaaittiin. Vaaitustulokset rakenteittain on esitetty kuvissa 4.5 - 4.7, kuitenkin siten, että vain toinen rakenne on esitetty, koska rakenneparien sisällä ei ollut suuria eroja.



Kuva 4.5. Rakenteen 24 (referenssirakenne) kerrosten yläpintojen vaaitukset kuormituksen jälkeen.



Kuva 4.6. Rakenteen 26 (teräsverkko 8 mm) kerrosten yläpintojen vaaitukset kuormituksen jälkeen.



Kuva 4.7 Rakenteiden 29 (referenssirakenne) kerrosten yläpintojen vaaitukset kuormituksen jälkeen.

5 TULOSTEN ANALYSOINTI

5.1 Rakenteiden tila ennen rakenteen parantamista

Kevytpäällystetutkimuksessa rakenteet oli mitoitettu vastaamaan alemman luokan tierakennetta. Rakenteet olivat edellisen kokeen jäljiltä selvästi erilaisessa tilassa keskenään. Kuvassa 2.1 on esitetty uusien rakenteiden sijainti sekä rakenteiden urasyvytydet ennen korjaustoimenpiteitä. Jyrkkäluiskaisimman rakenteen (28 - 29) uran keskikaistan puoleisessa reunassa oli lisäksi selvä usean millimetrin levyinen pituushalkeama. Muut rakenteet olivat urautumisen lisäksi vaurioituneet vain hieman, eli niissä oli muutamia lyhyitä ja kapeita halkeamia.

Rakenne oli alttiina jäätymiselle talven 2001 - 2002. Edellisen kokeen päätyttyä vesitiiviin rakenneltaan pohjatulppa oli aukaistu, jotta vesi rakenteesta poistuisi. Talvi oli suhteellisen leuto, mutta voidaan kuitenkin olettaa, että rakenteet routaantuivat talven aikana. Syyskuussa tehtyjen Emu-Coil nollamittausten ja edellisen kokeiden lopputulosten vertailun perusteella havaittiin, että anturit olivat siirtyneet talven ja rakennustöiden aikana 0,03 - 2,06 mm toistensa suhteen. Siirtymistä osa on ollut etääntymistä ja osa lähestymistä. Vaikka rakenteet routaantuivat, niissä ei todennäköisesti tapahtunut juurikaan rakenteen löyhtymistä. Rakenteiden voidaan katsoa siis olevan suurin piirtein siinä tilassa missä ne edellisen kokeen päättyessä olivat.

5.2 Rakentamisen laatu

Rakentamisen laatua seurattiin parantamistöiden aikana ja niitä ennen pudotuspainomittauksin sekä vaaituksin. Pudotuspainolaitemittaukset tehtiin pohjaveden olleessa tasolla W2 (+15,95). Pudotuspainolaitemittaukset tehtiin sekä urapaikkauksen että päällystykseen jälkeen. Pudotuspainolaitemittauksia tehtäessä rakenteiden 24 - 25 ja 26 - 27 luiskat olivat täytettyinä, rakenteen 28 - 29 (jyrkkäluiskainen) luiskat olivat aukikaivettuina.

Taulukossa 5.1 on esitetty eri vaiheessa tehtyjen pudotuspainolaitemittausten tuloksia muunnettuna +20° C lämpötilaan. Mukana on myös Kevytpäällyste -kokeen yhteydessä tehtyjä pudotuspainolaitemittauksia sekä mittaus tuloksia ennen ja jälkeen tässä yhteydessä tehtyjä kuormituskokeita. Edellisen kokeen lopussa ei voitu tehdä pudotuspainolaitemittauksia suuren urasyvyyden vuoksi. Kokeen jälkeiset kantavuusarvot ovat arvioitu pääasiassa Loadman kokeiden tuloksista, joten ne ovat vain suuntaa-antavia.

Pudotuspainolaitemittauksia tehtäessä leikkausluiskat ovat olleet pääsääntöisesti täytettyinä. Keskimäinen rakenne oli kaikkien kantavuusmittausten mukaan heikoin ennen edellisen KePä -tutkimuksen koekuormituksia. Sitä vastoin kokeen jälkeen heikoimmassa tilassa oli rakenne 28 - 29. Rakenteen parantamisen jälkeen keskimäinen rakenne näyttäisi antavan parhaimmat

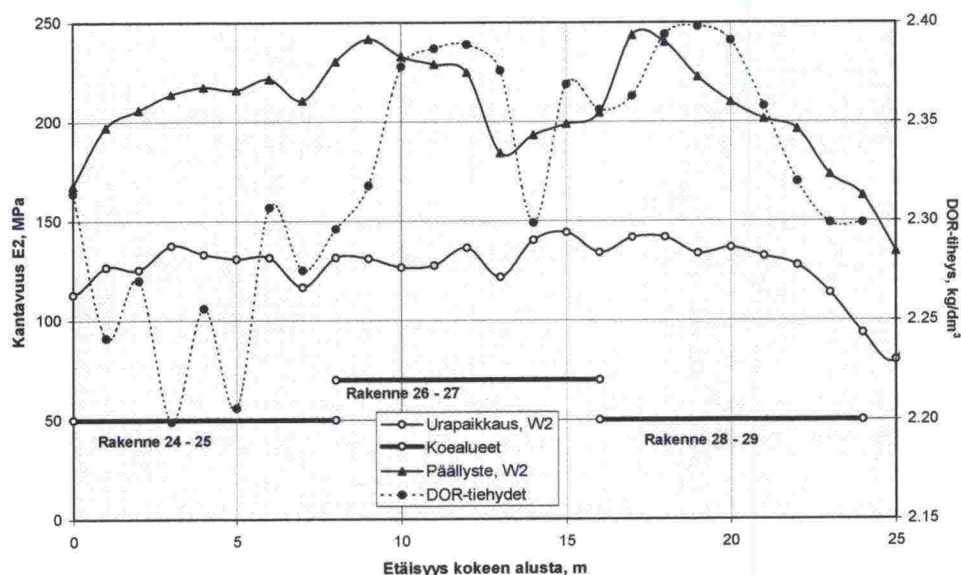
kantavuusmittaustulokset. Mittausten mukaan rakenteiden kantavuudet kaikilla rakenteilla nousivat selvästi kummankin parantamisvaiheen jälkeen. Rakenteittain eritellyt mittaustulokset on esitetty liitteessä 3.

Kuvassa 5.1 on esitetty urapaikkauksen ja päällystämisen jälkeen tehdyistä pudotuspainolaitemittauksista määritetyt kantavuusarvot. Kuvassa on esitetty myös DOR-mittausten mukaiset päällysteen tiheysarvot. Teräsverkko voi hieman vaikuttaa tiheystuloksiin. Rakenteessa 24 - 25 mitattiin pienin keskimääräinen tiheys ($2,263 \text{ kg/dm}^3$) ja suurin hajonta ($0,042 \text{ kg/dm}^3$). Rakenteiden 26 - 27 ja 28 - 29 keskimääräiset tiheydet ja hajonnat olivat lähellä toisiaan ($2,352 \text{ kg/dm}^3$ ja $0,0375 \text{ kg/dm}^3$).

Taulukko 5.1. Rakentamisen aikaiset pudotuspainolaitemittaukset, $+20^\circ \text{ C}$ lämpötilaan muunnetut keskimääräiset kantavuusarvot E_2 rakenteittain. Merkinnät W1 ja W2 viittaavat vedenpinnan korkeustasoon mittaushetkellä.

Mittaus ja vedenpinnan taso	Vaihe	Rakenne 24 - 25, MPa	Rakenne 26 - 27, MPa	Rakenne 28 - 29, MPa
9.7.2001, W1	Vanha rakenne ennen kuormitusta	102	91	93
30.11.2001, arvio	Vanha rakenne urautuneena	56	34	29
18.9.2002, W2	Korjattu rakenne	96	99	94*
24.9.2002, W2	Korjattu rakenne	132	134	129*

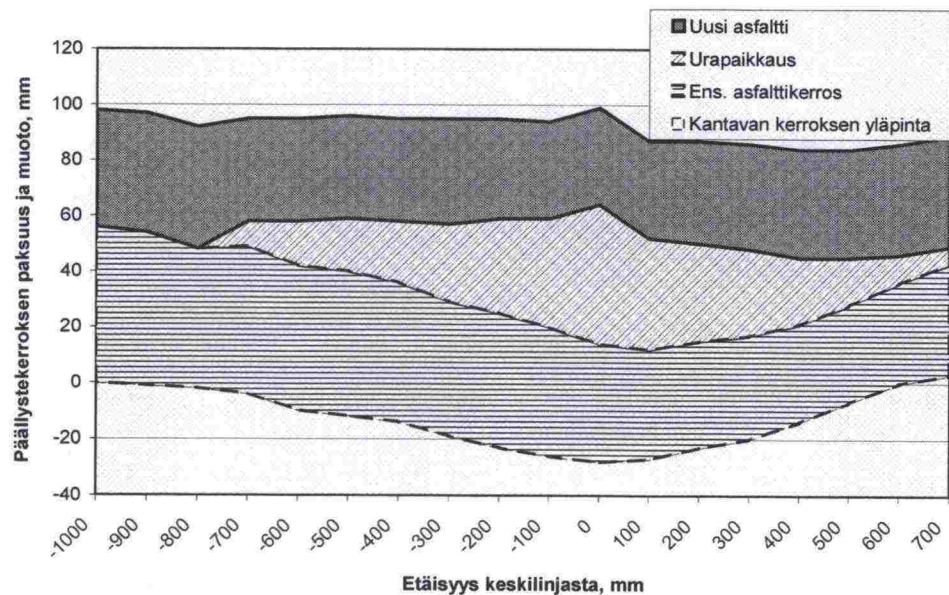
* = leikkausluiskat ovat olleet avoimia mittaushetkellä.



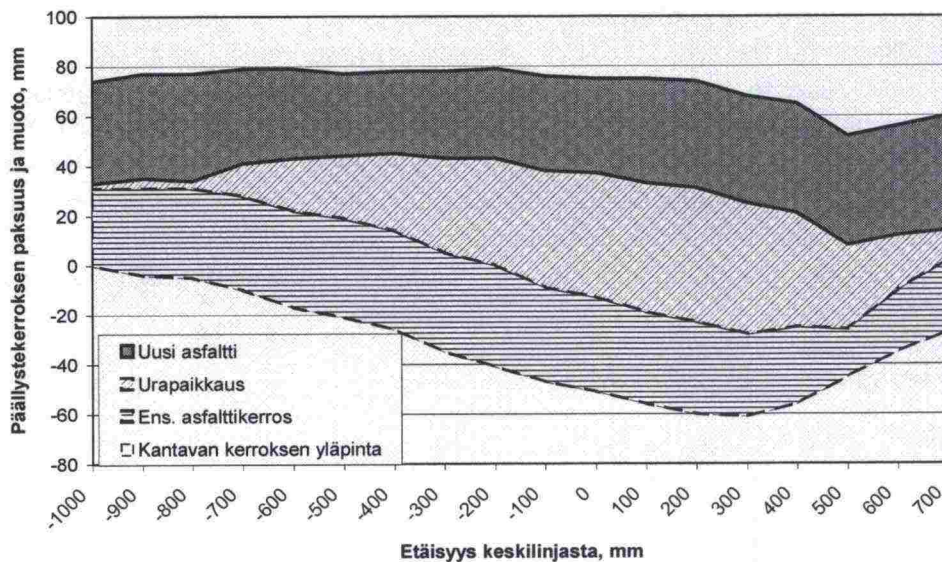
Kuva 5.1. Kantavuus- sekä tiheysmittaukset parantamistöiden aikana.

Rakentamisen aikana tehdyillä vaaituksilla seurattiin eri päällystekerrosten paksuuksia. Kuvissa 5.2 - 5.4 on esitetty eri rakenteiden päällystekerros-paksuudet rakenteen poikkisuuntaan. Kuvassa 5.4 on lisäksi esitetty ensimmäisen vaiheen kuormituksen yhteydessä syntyneen leveän halkeaman arvioitu sijainti poikkileikkauksessa. Kuvia laadittaessa on oletettu, että ensimmäisen vaiheen asfaltti ei ole muuttanut muotoaan ja paksuuttaan ensimmäisten kokeiden aikana. Rakenteiden kokonaispäällystepaksuudet parantamisen jälkeen olivat kuormitetulla alueella ± 300 mm vaaitusten mukaan seuraavat:

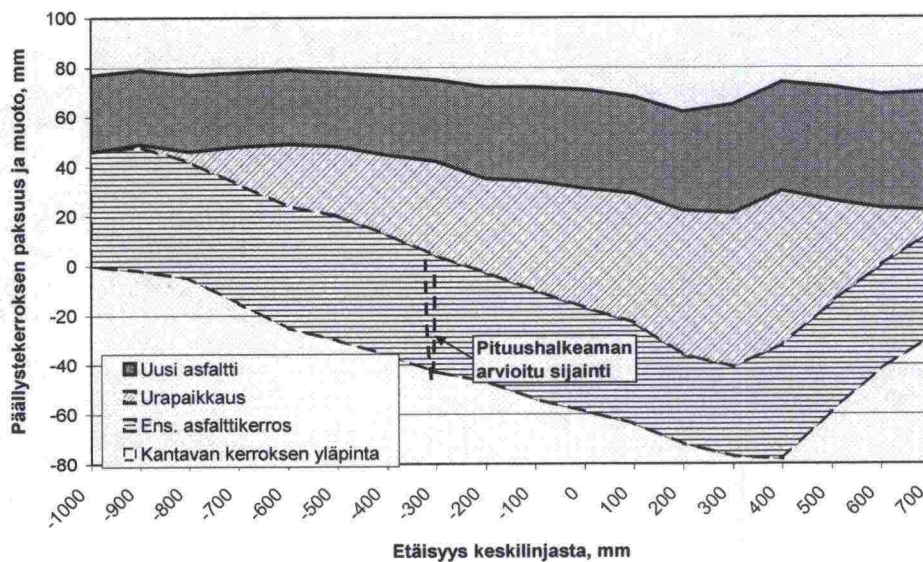
- rakenne 24 - 25: 139 mm
- rakenne 26 - 27: 175 mm
- rakenne 28 - 29: 188 mm.



Kuva 5.2. Rakenteen 24 - 25 poikkisuuntaiset päällystekerrosten paksuudet ja muodot rakenteen keskilinjalla.



Kuva 5.3. Rakenteen 26 - 27 poikkisuuntaiset päällystekerrosten paksuudet ja muodot rakenteen keskiliinjalla.



Kuva 5.4. Rakenteen 28 - 29 poikkisuuntaiset päällystekerrosten paksuudet ja muodot rakenteen keskiliinjalla.

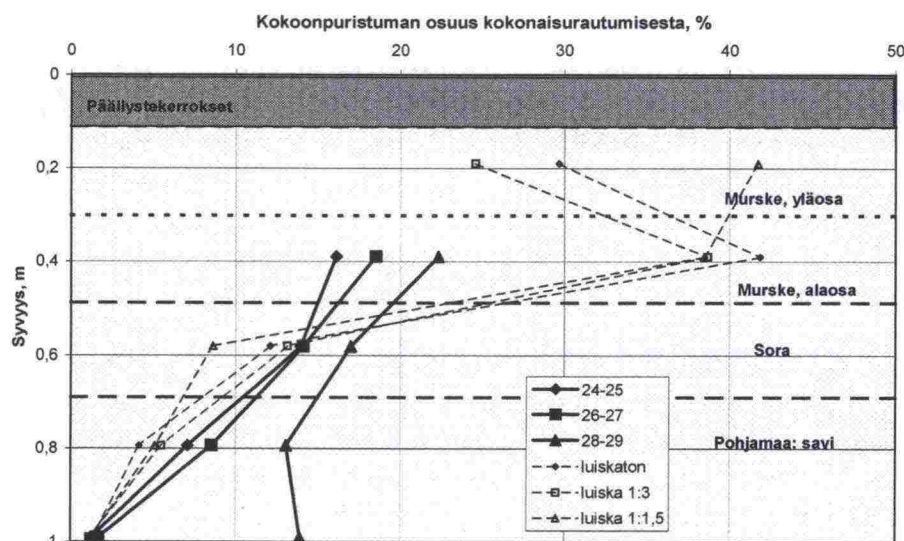
5.3 Pysyvien muodonmuutosten jakaantuminen rakenteessa

Pysyvien muodonmuutosten määrää rakenteessa seurattiin Emu-Coil antureilla. Laskelmissa päällyste on oletettu kokoonpuristumattomaksi, koska kokeen suorituslämpötila on ollut suhteellisen alhainen ($+10^{\circ}\text{C}$). Esimerkiksi Kevät-Ylikuorma kokeiden tulosten perusteella on havaittu, että päällysteen urautuminen on ollut pientä vastaavissa olosuhteissa /Kivikoski ja Laaksonen 2003/. Muodonmuutokset ovat olleet pieniä, vaikka kokeessa käytetty

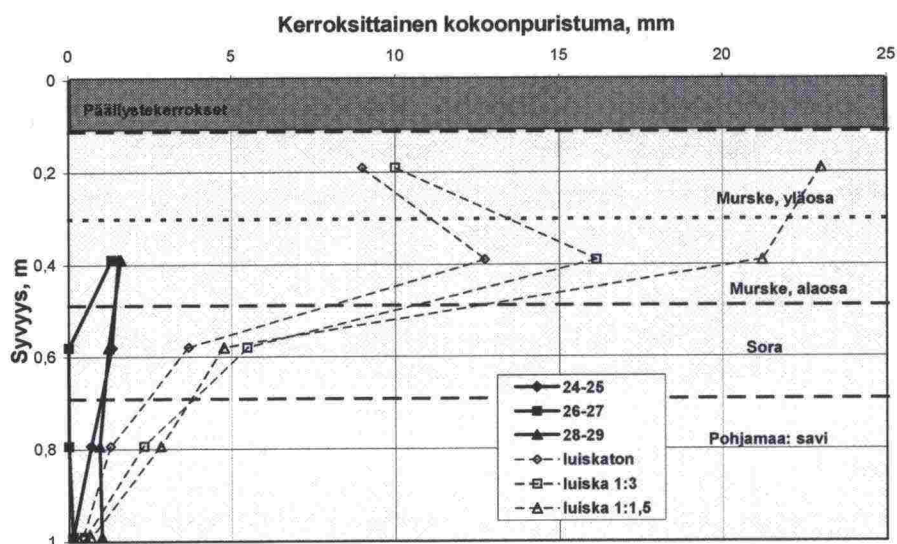
kuormitusnopeus 12 km/h on ankarampi rasitus deformaation kannalta kuin normaali 80 km/h ajonopeus.

Emu-Coil anturit oli asennettu rakenteisiin edellisessä koevaiheessa, jolloin koerakenteen pituus oli 8 metriä. Lisäksi anturit sijaitsivat pareittain eri kohdassa rakennetta. Nyt kun rakenteet oli jaettu 4 metrin kaistoihin, anturiparit sijoittuivat vaihtelevasti sekä uusien rakenteiden liitoskohtaan että jommankumman rakenteen puolelle. Sitomattomien rakennekerrosten muodonmuutoksia vertailtaessa kerroksia on käsitelty 8 metrin mittaisina. Näin parannettuja rakenteita on käsitelty kokonaisuutena eikä lujitteiden vaikutusta ole pystytty erottamaan tuloksista. Kantavan kerroksen yläosan muodonmuutoksen suuruutta ei pystytty arvioimaan riittämättömien mittaustulosten takia.

Siirtymät tässä kokeessa olivat merkittävän paljon pienempiä kuin edellisessä KePä-kokeessa. Alimpana savessa olevien Emu-Coil anturien, joiden suurimmat siirtymät olivat noin 1 mm (0,5 %), luotettavuus ei ollut kovin hyvä, koska kokonaismuodonmuutos oli pieni. Myös vaakasuuntaisten Emu-Coil anturien mittaustulokset olivat hyvin pieniä, eivätkä mittaustulokset olleet niiden osalta ole siis luotettavia. Kuvassa 5.5 on esitetty kerroksittaiset siirtymien arvot kokeiden lopussa. Lisäksi kuvassa on esitetty himmeämmällä ensimmäisen vaiheen (KePä) kokeiden tulokset ennen rakenteiden parantamista. Koeohjelma kuormitusten suuruuden ja vedenpinnan muutosten osalta oli sama molemmissa koevaiheissa lukuun ottamatta luiskatonta koerakennetta, jossa KePä-kokeessa pohjavettä ei nostettu tasolle W3. Kuormien ylitysten määrät jälkimmäisessä kokeessa olivat kuitenkin kaksinkertaiset ensimmäisen vaiheen ylitysmääriin. Silti siirtymät ovat olleet pienempiä kuin ensimmäisen vaiheen kokeissa.



Kuva 5.5. Kerrosten pystysuuntaiset siirtymät eri kokeissa. Tulokset ennen rakenteen parantamista on esitetty katkoviivoilla.



Kuva 5.6. Kerroksen pystysuuntaisen siirtymän osuus pinnan kokonaisurautumisesta.

Kuvassa 5.6 on esitetty eri kerrosten osuudet kokonaisurautumisesta. Kantavan kerroksen yläosan tietoja ei saatu puutteellisten mittaustulosten takia määritetyksi riittävän luotettavasti. Rakenteen jälkimittauksissa havaittiin kuitenkin selvästi, että suurin osa muodonmuutoksista oli tapahtunut kantavassa kerroksessa (kuvat 4.5 - 4.7). Kantavan kerroksen alaosassa tapahtui Emu-Coil-mittausten mukaan 16 - 22 %, sorassa 13 - 17 %, saven yläosassa 7 - 13 % sekä sitä hieman alempana savessa 1 - 14 % kokonaisurautumisesta. On todennäköistä, että selvästi suurimmat muodonmuutokset tässä kokeessa ovat tapahtuneet kantavan kerroksen yläosassa. Osa jäljelle jäävästä muodonmuutoksesta tapahtui myös alempana savessa.

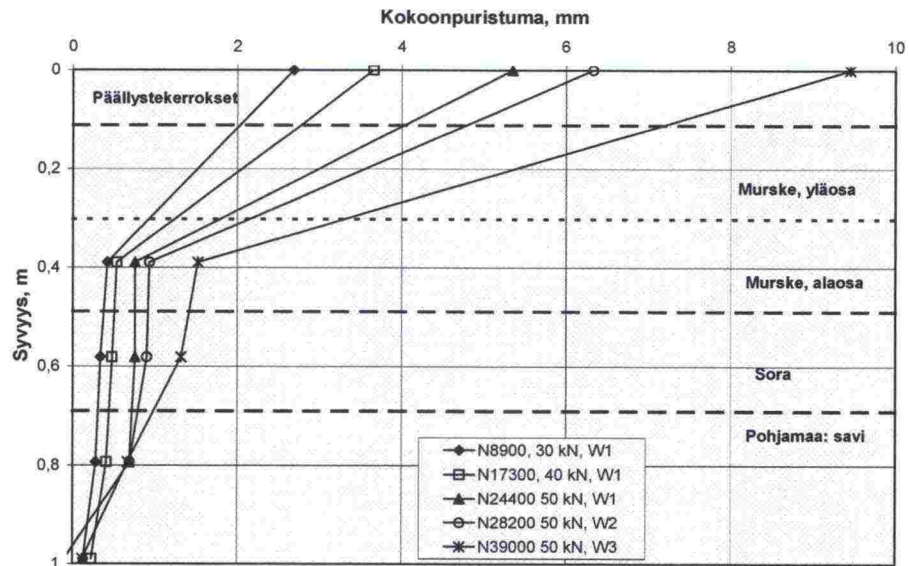
Muodonmuutosten alhaisempi taso korjatussa rakenteessa johtunee siitä, että paksummat päällystekerrokset jakavat kuormaa tehokkaammin ja laajemmalle. Ohutpäällysteisillä teillä rakenteen rakennekerrosten ominaisuudet vaikuttavat merkittävämmiin kokonaisurautumiseen kuin paksupäällysteisillä teillä. Toisaalta sallitut muodonmuutokset paksupäällystetyillä teillä ovat tiukemmat ja asettavat suuremmat vaatimukset sitomattomien kerrosten muodonmuutosominaisuuksille.

Merkittävä seikka on myös pysyvien muodonmuutosten selvästi pienemmät arvot parannetulla rakenteella. Vaikka sorakerroksen maanpaine parannetulla rakenteella pienenee 42 - 58 % (kuva 5.11), muodonmuutokset pienenevät suhteessa enemmän: 65 - 82 %. Savikerroksessa maanpaineen alentuminen on hieman vähäisempää 38 - 48 % (kuva 5.12), jolloin vastaavasti muodonmuutokset pienenevät 47 - 74 %. Tästä suhteesta on helppo havaita, että muodonmuutosten ja jännitystilän suhde on epälineaarinen.

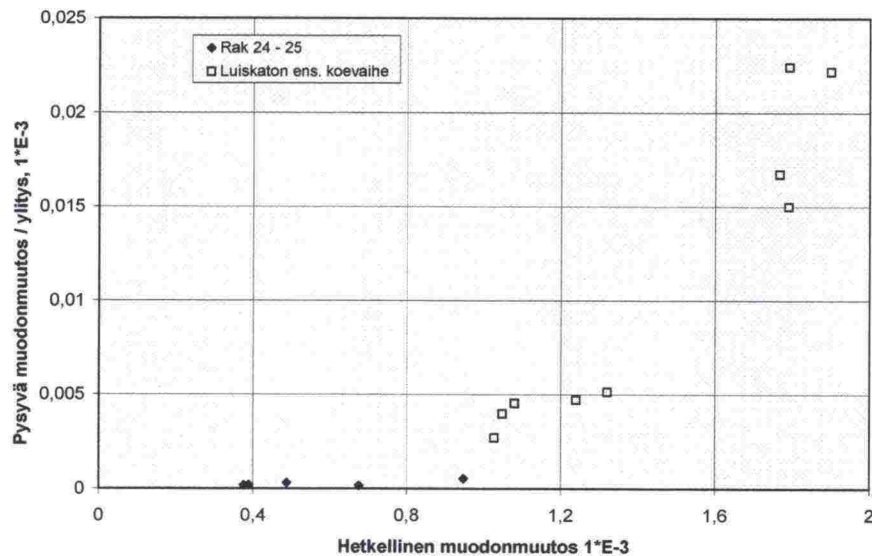
Kuorman tai vesipitoisuuden muutokset eivät vaikuttaneet pystysuuntaiseen muodonmuutosjakautumaan merkittävästi. Kuvassa 5.7 on esitetty raken-

teen 24 - 25 pystysuuntaiset siirtymät eri kuormitusmäärillä ja vedenpinnan tasoilla. Jakautuma oli samanmuotoinen kaikilla rakenteilla.

Sitomattomien kerrosten muodonmuutostaso pysyi alhaisena, kuten kuvasta 5.8 on havaittavissa. Kuvassa 5.8 on esitetty myös ensimmäisen koevaiheen muodonmuutossuhteet. Molempien kokeiden yhteisistä tuloksista voidaan arvioida plastisen käyttäytymisen kynnsarvon ('shakedown'-arvon) suuruutta. Muiden rakenneparien muodonmuutossuhteet vastaavat rakenteen 24 - 25 tilannetta. Kuvassa ei ole esitetty esikuormitusvaiheen muodonmuutossuhteita, vaan siinä on kuvattu vain 'vaimenevan' käyttäytymisen vaihetta.



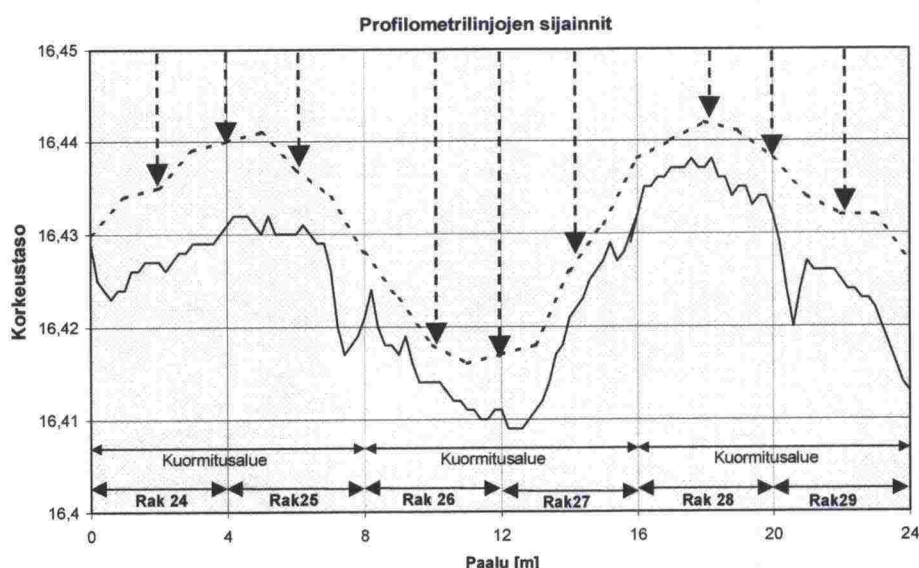
Kuva 5.7. Rakenteen 24 - 25 pystysuuntaiset siirtymät eri kuormilla.



Kuva 5.8. Rakenteen 24 - 25 pystysuuntaisen pysyvän ja hetkellisen siirtymän suhteet murskekerroksessa tässä sekä KePä kokeessa.

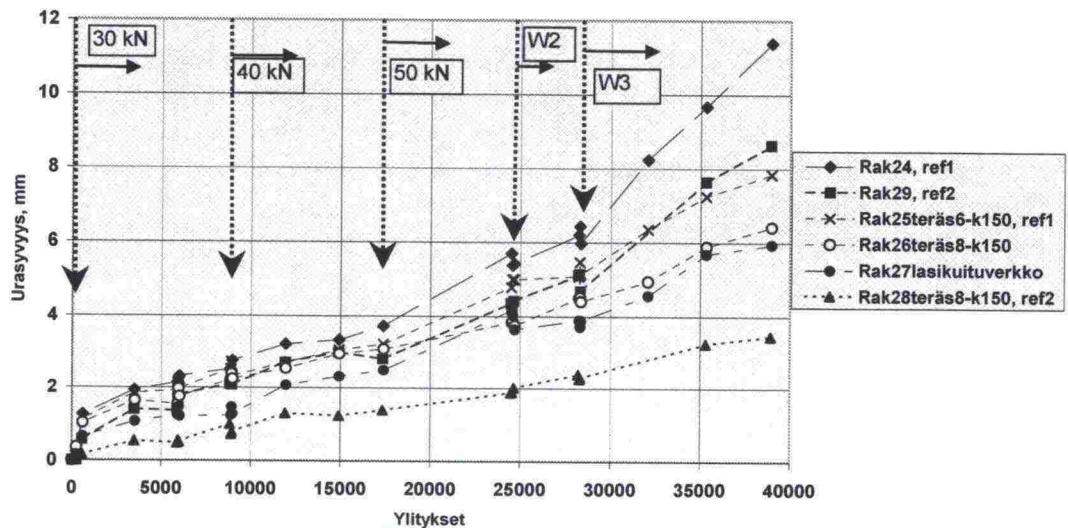
5.4 Rakenteiden urautuminen

Rakenteiden pinnan urautumista seurattiin profilometrimittauksin. Jokaisella kahdeksan metrin mittaisella kuormitusalueella oli 3 poikkisuuntaista profilometrilinjaa. Mittauslinjat sijaitsivat siten, että kummankin rakenteen keskellä oli yksi mittauslinja ja yksi niistä oli rakenteiden välissä. Kuvassa 5.9 on esitetty rakenteen pinnan pituusleikkaus ennen koetta ja kokeen jälkeen kuormituksen keskilinjalla sekä profilometrilinjojen sijainnit. Syvin ura ei siis välttämättä ole sijainnut mittauslinjan kohdalla.



Kuva 5.9. Kuormituksen keskilinjalla olevan pituusleikkauksen ennen koetta ja sen jälkeen sekä profilometrilinjojen sijainnit.

Rakenteiden pinnan urautumista seurattiin jokaisen rakenteen keskellä sijainneesta profilometrilinjasta (kuva 5.10). Rakenteet numero 24 ja 29 olivat lujittamattomia referenssirakenteita. Rakenteissa 25 ja 28 oli teräsverkko 1 (Φ 6 mm poikkilanka), rakenteessa 26 oli teräsverkko 2 (Φ 8 mm poikkilanka) ja rakenteessa 27 oli lasikuitulujite.



Kuva 5.10. Rakenteiden pinnan urautuminen.

Eniten urautuneet rakenteet kokeen loppuvaiheessa olivat lujitteettomat referenssirakenteet. Selvästi hitaimmin urautui rakenne 28, jossa oli 6 mm poikkilankainen teräsverkko. Toisaalta rakenne 25, jossa oli samanlainen teräsverkko, urautui vain hieman hitaammin kuin lujittamaton referenssirakenne 24. Keskimmaisella kuormitusalueella olleet rakenteet: 8 mm teräsverkko sekä lasikuitulujite, urautuivat lähes yhtä nopeasti.

Rakenteita 25, 26 ja 28 vertaamalla havaitaan, että tutkittujen verkkojen keskinäiset erot olivat pieniä. Johtopäätöksenä voidaan todeta, että tutkitut verkot käyttäytyivät keskenään yhtä hyvin.

Rakennepari 28 - 29 vastaa parhaiten tilannetta, jossa jyrkkäluiskaista tierakennetta korjataan, koska siinä luiskakaltevuus säilyi samana parantamisen aikana. Muissa rakenteissa luiskaa jyrkennettiin parantamisen aikana tai luiska rakennettiin vasta juuri ennen parantamisen jälkeistä koekuormitusta. Rakenneparissa 28 - 29 lujitettu rakenne urautui selvästi kaikista hitaimmin, vaikka kuormitusalue olikin etukäteen ajateltuna heikoimmassa tilassa ja siinä oli syvä pituussuuntainen halkeama. Toisaalta paksumman urapaikkauksen takia päällysteiden kokonaispaksuus oli myös selvästi suurin (188 mm). Tässä rakenteessa lujittamattoman rakenteen urasyvyys suhteessa lujitetun rakenteen urasyvyyteen oli kokeen lopussa oli suurin, eli noin kolmikertainen. Sitä vastoin rakenneparissa 24 ja 25 lujittamattoman osan urasyvyys oli noin 34 % suurempi kuin lujitetun osan. Tämä suuri ero suhteessa rakennepariin 28 - 29 johtunee osittain siitä, että rakenteen tila oli parempi ennen korjausta. Toinen selittävä tekijä lienee se, että rakenneparin 24 - 25 entinen luiskaton rakenne muutettiin jyrkkäluiskaiseksi ja osa tapahtuneista muodonmuutoksista johtuu poikkileikkauksen muodonmuuttumisesta aiheutuneista jännitystilän muutoksista.

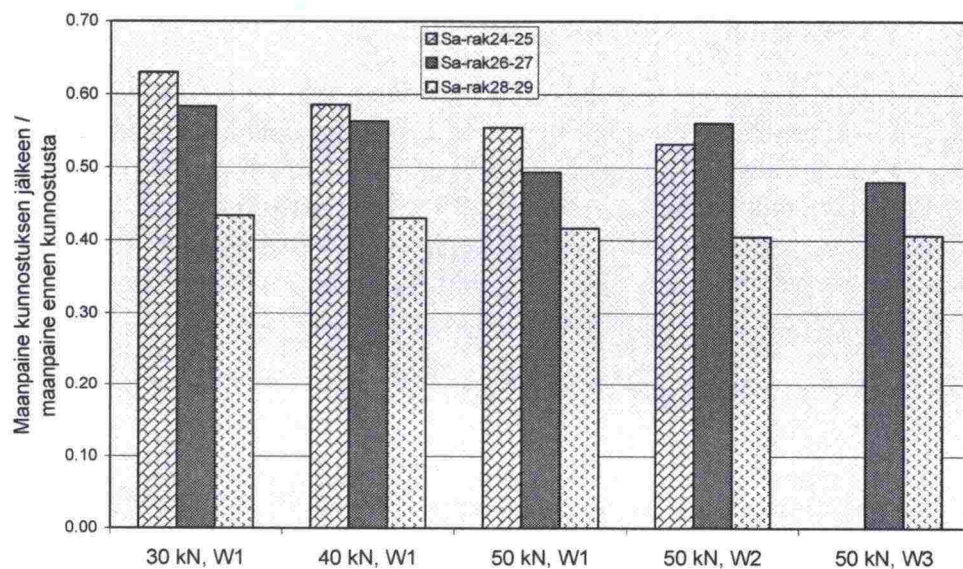
Tulosten perusteella näyttäisi, että teräsverkon langan paksuudella ei vaikutusta urautumisnopeuteen. Toisin sanoen ohuempilankaisen teräsverkon kapasiteetti on niin suuri, että senkin kapasiteetti riittää ottamaan vastaan mobilisoituneen jännityksen ilman suurempia muodonmuutoksia. Lisäksi näyttää siltä, että lujitettu rakenne toimii suhteessa sitä paremmin, mitä huonommassa tilassa alkuperäinen, parannettava rakenne on ollut.

5.5 Maanpaineet

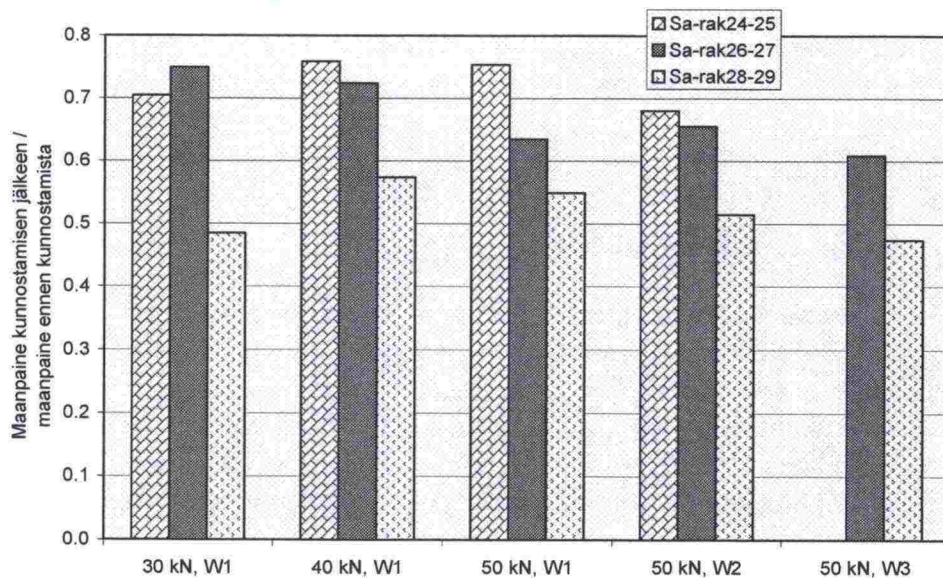
Rakenteiden maanpaineita (jännityksiä) seurattiin vain sora- sekä savikerroksessa. Mittauksissa seurattiin kolmen rinnakkaisen maanpainesellin toimintaa ja tulokset ovat näiden mittausten keskiarvoja. Maanpainesellit on asennettu KePä-tutkimuksen rakentamisen aikana ja ne sijaitsivat vaihtelevasti eri rakenteiden alla, vastaten KePä-tutkimuksen tutkimustavoitteita. Maanpainesellit sijaitsivat rakenteiden 24 - 25 ja 28 - 29 kohdilla pelkästään rakenteiden 25 ja 28 alla. Rakenteen 26 alla sijaitsi kaksi ja rakenteen 27 alla yksi maanpaineselli. Siksi maanpaineita tässä on käsitelty koko 8 metrin mittaisen rakenteen keskimääräisinä kuvaajina eikä lujitteiden vaikutuksia ole eritelty.

Kuvassa 5.11 on esitetty sorakerroksen ja kuvassa 5.12 savikerroksen maanpaineiden suhteet parannetusta ja ensimmäisen vaiheen (KePä-tutkimus) rakenteesta eri kuormitustasoilla. Maanpaine on mitattu kuormituksesta rakenteesta kuormituksen vaikuttaessa.

Sorakerroksen maanpaine kunnostetulla rakenteella pienenee keskimäärin 42 - 58 % (kuva 5.11). Vastaavasti savikerroksessa maanpaineen keskimääräinen alentuminen on vähäisempää luokkaa 28 - 48 % (kuva 5.12). Kuvista on havaittavissa, että suhteessa suurinta maanpaineen aleneminen on ollut rakenteessa 28 - 29 (sorassa 58 % ja savessa 48 %). Tämä johtunee siitä, että rakenteen muotoa (luiskakaltevuutta) ei muutettu, siksi siinä näkyy puh-taimmin pelkästään päällysteen kunnostuksen vaikutus. Sitä vastoin muiden rakenteiden maanpaineisiin vaikuttaa päällystekerroksen paksuuden kasvamisen lisäksi myös rakenteen poikkileikkauksen muutos luiskattomasta tai loivaluiskaisesta jyrkkäluiskaiseksi.



Kuva 5.11. Sorakerroksen yläpinnan (syvyys noin 500 - 600 mm) maanpainneiden suhteet kuormitettuina (kunnostuksen jälkeen / ennen).



Kuva 5.12. Savikerroksen yläpinnan (syvyys noin 700 - 800 mm) maanpainneiden suhteet kuormitettuina (kunnostuksen jälkeen / ennen).

5.6 Teräsverkkojen venymät

Teräsverkoista seurattiin sekä pysyvää että hetkellistä venymää. Mittausten mukaan teräsverkkojen pysyvää venymää vastaava voima lujitteen leveysyksikköä kohden vaihteli alueella 24 – 25: 6,7...13,9 kN/m, alueella 26 – 27: 5,0...13,6 kN/m ja alueella 28 – 29: 0,1...3,4 kN/m. Teräsverkkoon on mobilisoitunut siis suhteellisen pieni pysyvä voima ja suhteelliset venymät ovat pysyneet melko pieninä max. 600×10^{-6} . Mobilisoituneet jännitykset ovat niin pieniä, että verkon langan halkaisijalla ei ole merkitystä.

Verkkojen voima (kN) on laskettu seuraavaa yhtälöä (5.1) käyttäen.

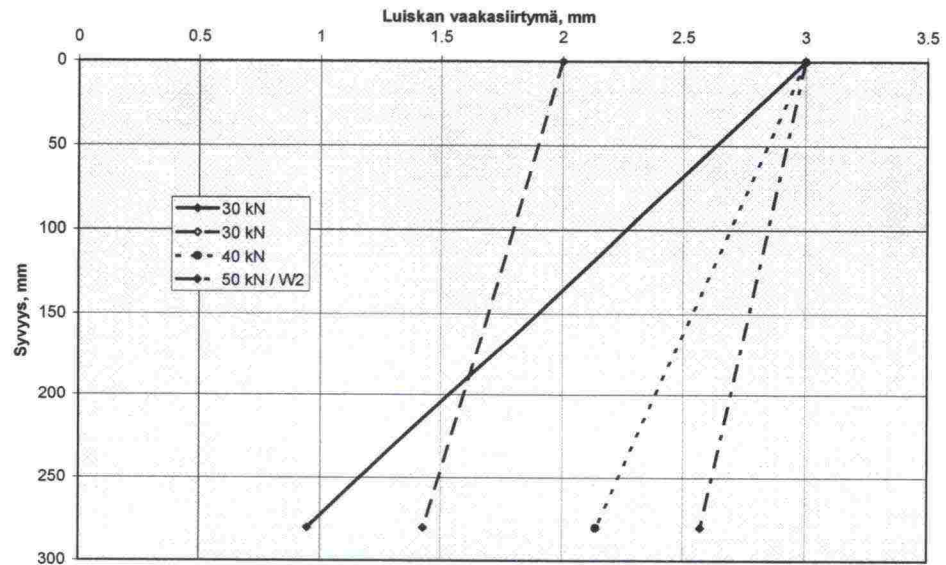
$$F = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_r \quad (5.1)$$

missä F teräslangassa vaikuttava voima, kN
 E_s teräksen kimmomoduuli, 200 GPa = 200 000 kPa
 ε_s teräksen venymä
 A_r teräslangan poikkileikkaus, m².

Kuormitus vaikuttaa hyvin vähän teräsverkoissa havaittuun venymään. Mittausten mukaan pyöräkuormituksen aiheuttama teräsverkon lisävenymä oli tyypillisesti vain 10 % verkkomateriaalin plastisen muodonmuutoksen rajasta.

5.7 Vaakasuuntaiset siirtymät

Luiskan siirtymiä vaakasuuntaan mitattiin rakenteen pinnalta sekä kantavan kerroksen puolivälistä. Vaakasiirtymien osalta on havaittavissa sama ilmiö kuin pystysiirtymien osalta - eli vaakasiirtymien arvot ovat selvästi pienempiä kuin KePä-kokeessa havaitut vastaavat siirtymät parantamattomalla rakenteella. KePä-kokeen suurimmat pysyvät vaakasiirtymät 1:1,5-luiskaisella rakenteella olivat luokkaa 21 mm. Kuvassa 5.13 on esitetty parannetun rakenteen 24 pysyvät vaakasiirtymät eri kuormitustasoilla, jotka ovat suurimmillaan noin 3 mm. Mittausten perusteella näyttäisi, että sivusiirtymät tässä kokeessa eivät niin selvästi keskity kantavan kerroksen yläosaan kuin KePä-kokeessa tapahtui. Mittaustasoja tässä kokeessa oli kuitenkin vain kaksi ja muodonmuutokset olivat pieniä, joten päätelmät ovat epävarmoja.



Kuva 5.13 Rakenne 24 luiskan pysyvät vaakasiirtymät eri kuormituksilla.

5.8 Pudotuspainomittaukset

Rakenteille tehtiin pudotuspainolaitemittauksia ennen kokeita ja sen jälkeen. Mittauksista on laskettu kantavuusarvot sekä SCI300 ja SCI450 indeksit. Mittausten tulokset on esitetty taulukossa 5.2. Lasikuitulujiterakenne antaa selvästi pienimpiä kantavuusarvoja ja suurimpia indeksiarvoja kuin teräs-verkkorakenteet. Erot lujitettujen ja lujittamattomien rakenteiden kantavuuk-sissa ovat kuitenkin suhteellisen pieniä (1%..22%). Taipumasuppilon muotoa kuvaavissa SCI-indekseissä erot ovat jonkin verran suurempia (0%...25%), kun verrataan vain teräslujitteita. Vertailtaessa rakennepareja 24 - 25 ja 28 - 29 kantavuusarvojen ja SCI-indeksien suuremmat erot rakenneparissa 28 - 29 indikoivat lujitteen parempaa toimintaa.

Myös muissa tutkimuksissa on päädytty tulokseen, että pudotuspainolaitemittauksilla ei havaita suurta eroa lujitettujen ja lujittamattomien rakenteiden välillä. Lujitetun rakenteen parempaa toimintaa ei siis pystytä mittaamaan luotettavasti pudotuspainolaitemittauksilla. On mahdollista, että SCI-indeksin avulla päästäisiin hieman luotettavampaan arvon, mutta sekin on vain suun-taa-antava.

Taulukko 5.2. Eri rakenteiden pintakantavuusarvot ja SCI-indeksit laskettuna pudotuspainolaitemittauksista (ennen / jälkeen kokeen).

Koe	PPL-Pintakantavuus E_{FWD} (MPa)	SCI300 (μm)	SCI450 (μm)
Rak 24 (referenssi)	128 / 98	411 / 564	542 / 772
Rak 25 (teräsverkko 6 mm)	136 / 105	397 / 566	504 / 747
Rak 26 (teräsverkko 8 mm)	142 / 102	371 / 585	472 / 775
Rak 27 (Polyfelt PGM-G100/100)	125 / 114	467 / 511	592 / 667
Rak 28 (teräsverkko 6 mm)	138 / 104	394 / 578	499 / 764
Rak 29 (referenssi)	120 / 85	446 / 716	572 / 960

5.9 Rakenteiden tila kokeen jälkeen

Rakenteiden aukikaivun yhteydessä sahattiin näytteitä päällysteen taivutus-kokeita ja jäykkyysominaisuuksien määrittämistä varten. Tässä yhteydessä havaittiin, että teräsverkkorakenteissa teräsverkko oli painuneena uuden päällystekerroksen sisälle. Teräsverkkorakenteissa uusin päällystekerros ja vanha päällystekerros olivat tarttuneet toisiinsa kiinni vain heikosti. Erityisesti rakenteessa 25 uusi päällystekerros oli näytteenottokohdasta irti kokonaan vanhasta päällysteestä (kuva 4.4). Lasikuitulujiterakenteessa, joka päällysteet ja lujite liimattiin bitumiemulsiolla, päällystekerrokset olivat tarttuneet sitä vastoin hyvin toisiinsa. Myös lujittamattomissa rakenteissa rakenteessa 24 päällystekerrokset olivat selvästi heikommin tarttuneita toisiinsa kuin rakenteessa 29. Tämä tekijä voi osaltaan selittää rakenneparien 24 - 25 ja 28 - 29 suurta eroa urautumiskäyttäytymisessä. On mahdollista, että myös näytteenottovaiheen sahaus on osaltaan irrottanut kerroksia toisistaan.

5.10 Rakenteiden käyttöiän arviointi

Koerakenteet urautuivat selvästi hitaammin kuin alkuperäisten rakenteiden käyttäytymisestä voitiin ensimmäisen koevaiheen tulosten perusteella arvioida. Tutkimuksen tavoitteena oli saavuttaa eniten urautuneissa rakenteissa 15 mm ura. Alunperin suunniteltu kuormitusohjelma oli sama kuin edellisessäkin KePä-vaiheessa. Ylitysmääriä eri kuormitusportailla kuitenkin nostettiin noin kaksinkertaisiksi arvioitua hitaamman urautumiskehityksen johdosta. Eli kokonaisylitysten määrä, joka edellisessä vaiheessa oli noin 18 000 ylitystä, nostettiin toisessa vaiheessa noin 39 000:een. Vaikka ylitysmäärää nostettiin, syvin ura profilometrimittausten mukaan oli noin 12 mm. Kuitenkaan kokeita ei koetiekoneen aikataulusta johtuen voitu jatkaa mitoituksen lähtökohtana käytettyyn 15 mm urasyvytyteen asti.

Rakenteiden käyttöikää - tässä tapauksessa kuormaylitysten määrää - voidaan arvioida erilaisin ekstrapolaatioin. Tavoitteena oli etsiä sitä rakenteen

käyttöikä, joka vastaa 15 mm urasyvyyttä. Ekstrapolaatiot tehtiin viimeisestä kuormitusportaasta, jossa pyöräkuorma oli 50 kN ja veden korkeus oli W3, eli pohjavesi oli kantavan kerroksen puolivälissä. Suurimmat arvioinnin epävarmuudet liittyivät rakenteisiin, joiden urasyvyys on ollut pieni (alle 5 mm).

A. Lineaarinen ekstrapolaatio

Yksinkertaisin tapa tehdä ekstrapolaatio on jatkaa urautumista samalla nopeudella (ns. lineaarinen ekstrapolaatio). Tässä arviossa urautumisnopeus on määritetty viimeisten havaintojen erotuksesta (yhtälöt 5.2 ja 5.3). Laskentatulokset on esitetty taulukossa 5.3.

$$N_{15mm} = N_{lopp} + \frac{(15 - u_{lopp})}{v_{lopp}} \quad (5.2)$$

$$v_{lopp} = \frac{(u_n - u_{n-1})}{(N_n - N_{n-1})} \quad (5.3)$$

missä	N_{15mm}	15 mm urasyvyyttä vastaava ylitysten määrä, kpl
	N_{lopp}	ylitysten määrä kokeen lopussa, kpl
	N_n	ylitysten määrä n:n havainnolla (tässä kokeen lopussa), kpl
	N_{n-1}	ylitysten määrä n:ää edeltävältä havainnolta, kpl
	u_{lopp}	urasyvyys kokeen lopussa, mm
	v_{lopp}	urautumisnopeus viimeisellä havaintovälillä, mm/ylitys
	u_n	urasyvyys n:n havainnolla, mm
	u_{n-1}	urasyvyys n:ää edeltävältä havainnolta, mm

B. Potenssifunktioon perustuva ekstrapolaatio

Lineaarinen ekstrapolaatio ei ota huomioon urautumisen vaimenemista ylityskertojen kasvaessa. Siksi tehtiin myös epälineaarinen potenssifunktioon perustuva ekstrapolaatio. Ekstrapolaatiot tehtiin Excel-tilukkolaskentaohjelmalla siten, että potenssifunktio sovitettiin kaikkiin viimeisen kuormitusvälin (kuorma 50 kN, pohjavesi W3) havaintoihin (3 - 4 kpl) etsimällä tulosten erotusten neliösumman pienintä arvoa. Käytetty potenssifunktio on muotoa 5.3. Laskentojen tulokset on esitetty taulukossa 5.4.

$$u = A \cdot N^B + C \quad (5.4)$$

missä	u	urasyvyys, mm
	A, B, C	regressioparametreja
	N	ylitysten määrä, kpl

Parametrissa B käytetään myös nimeä ikäeksponentti. Ongelmana tämän kokeen funktiosovituksessa on mittaustulosten pieni määrä, jolloin sovituksen epävarmuus kasvaa ja ekstrapolaation varmuus heikkenee. Potenssi-

funktion muoto riippuu voimakkaasti parametrin B suuruudesta. Mikäli parametri B saa arvon yksi, ratkaisu palautuu samaksi kuin lineaarinen ratkaisu. Mikäli eksponentti saa arvon, joka on suurempi kuin 1, urautuminen kiihtyy. Yhtä pienemmillä eksponentin arvoilla urautuminen puolestaan hidastuu. Sovituksen mukaan urautuminen näissä kokeissa hidastuu, sillä kokonaismuodonmuutokset pysyivät alhaisella tasolla.

Taulukko 5.3 Urasyvyyttä 15 mm vastaavat ylityskerrat (50 kN, Super single – pyörä) eri sovituksille.

Koe	A. Lineaarinen sovitus	B. Potenssifunktio sovitus
Rak 24 (referenssi)	45 350	46 300 ($u = 0,00161 \cdot N^{0,895} - 9,17$)
Rak 25 (teräsverkko 6 mm)	64 400	66 800 ($u = 0,00081 \cdot N^{0,900} - 2,81$)
Rak 26 (teräsverkko 8 mm)	89100	87 300 ($u = 0,00147 \cdot N^{0,825} - 2,51$)
Rak 27 (Polyfelt PGM-G100/100)	102 000	87 700 ($u = 0,0831 \cdot N^{0,505} - 10,94$)
Rak 28 (teräsverkko 6 mm)	146 200	194 500 ($u = 0,0280 \cdot N^{0,538} - 4,80$)
Rak 29 (referenssi)	61 750	66 800 ($u = 0,2406 \cdot N^{0,437} - 15,67$)

Tulosten mukaan ikäeksponentin arvo vaihteli välillä 0,44 - 0,9. Vaihteluväli on suuri ja voimakkaasti riippuvainen mittaustulosten määrästä. On oletettavaa, että jos mittaustuloksia olisi enemmän pidemmältä jaksolta, ikäeksponentin arvo edelleen pienenesi. Tulosten mukaan näyttäisi siltä, että rakenteen kuntoila ennen kunnostusta vaikuttaa ikäeksponentin suuruuteen. Tiehallinnon kuntorekisteriaineiston perusteella potenssifunktion ikäeksponentti B vaihtelee yleensä välillä 0,2...0,25, kun liikennemäärä on enintään 800 ajon./vrk.

Tulkinnan luotettavuuden kannalta viimeisellä kuormitustasolla oli liian vähän mittaustuloksia. Käyrän sovitusta siten, että mukaan tulisivat myös edellisen vedenpinnan tulokset, kokeiltiin, mutta tulosten luotettavuus heikkeni tästä syystä selvästi. Ikäeksponentit näissä sovituksissa sijoittuivat samaan vaihteluväliin kuin edellä tai ne kasvoivat.

Kun verrataan keskenään lujittamattomia referenssirakenteita ja lujitettuja rakenteita, voidaan päätellä, että lujitetun rakenteen urautumisnopeus on hitaampaa kuin lujittamattoman rakenteen. Tämän vertailun mukaan lujitettujen rakenteiden urautuminen pienenee 40...150 %. Tämä vastaa noin 40...190 % käyttöiän pidentymistä. Erityisen tehokkaasti lujitteet toimivat jyrkkäluiskaisessa rakenteessa 28 - 29, joka oli alunperin heikoimmassa kunnossa. Vastaavien rakenteiden erilaiseen käyttäytymiseen vaikuttanee myös päällystekerrosten keskinäisen tartunnan onnistuminen (kts. kpl 5.9). Eri lujitemateriaalien välillä ei havaittu eroja urautumisnopeuksissa.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUKSET

KePä-projektissa testattujen ja urautuneiden rakenteiden parantaminen onnistui hyvin. Jo testatut rakenteet olivat urautuneet ja vaurioituneet eri tavoin edellisen kokeen aikana. Rakenteiden parantaminen tasasi rakenteiden kantavuustilan lähelle toisiaan, sillä parantamisen jälkeen eri rakenteiden välillä ei havaittu suuria eroja pudotuspainolaitteella mitatuissa kantavuusarvoissa. Kantavuusarvot kasvoivat kaikissa rakenteissa merkittävästi eli yli kaksinkertaisiksi alkuperäiseen tilanteeseen verrattuina.

Laboratoriokokeet osoittavat, että korjattavan päällysteen ominaisuudet olivat samat kuin pari vuotta aiemmin tehdyn päällysteen. Sitomattomille rakennekerroksille ja pohjamaalle tehty lujuuskokeet vaikuttavat luotettavilta ja ko. materiaaleille luonteenomaisilta. Lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia hyödynnetään laajemmin myöhemmin tehtävissä mallinuksissa.

Eniten urautuneet rakenteet kokeen loppuvaiheessa olivat lujitteettomat referenssirakenteet. Selvästi hitaimmin urautui rakenne 28, jossa oli 6 mm poikkilankainen teräsverkko. Toisaalta rakenne 25, jossa oli samanlainen teräsverkko, urautui vain hieman hitaammin kuin lujittamaton referenssirakenne 24. Keskimmaisella kuormitusalueella olleet rakenteet, joissa oli paksumpi lankainen teräsverkko sekä lasikuitulujite urautuivat lähes yhtä nopeasti.

Teräsverkon langan paksuudella ei näyttäisi tässä tapauksessa olevan vaikutusta urautumisnopeuteen. Toisin sanoen ohuempilankaisen teräsverkon kapasiteetti on niin suuri, että senkin kapasiteetti riittää ottamaan vastaan mobilisoituneen jännityksen ilman suurempia muodonmuutoksia. Lisäksi näyttää siltä, että lujitettu rakenne toimii suhteessa sitä paremmin, mitä huonommassa tilassa alkuperäinen rakenne on ollut.

Sitomattomiin kerroksiin välittyvien jännitysten arvot pienenevät selvästi parantamisen ansiosta. Sorakerroksen maanpaine parannetulla rakenteella pienenee 42 - 58 %. Vastaavasti savikerroksessa jännityksen alentuminen on vähäisempää luokkaa 38 - 48 %. Niiden rakenteiden, joiden poikkileikkauksen muotoa muutettiin parantamisen yhteydessä, jännityksen aleneminen ei ole ollut niin suurta kuin muotonsa säilyttäneessä rakenteessa.

Pysyvien muodonmuutosten suhteellinen jakaantuminen noudatti pääosin samaa muotoa kuin KePä-kokeissakin parantamattomilla rakenteilla. Absoluuttiselta suuruudeltaan pysyvien muodonmuutosten osuus pienentyi kuitenkin merkittävästi rakenteen parantamisen jälkeen luiskan jyrkentämisestä huolimatta.

Eri rakenneparien erilaista urautumiskäyttäytymistä voidaan selittää rakenneparien erilaisella tilalla ennen rakenteen parantamista, päällystekerrosten erilaisilla paksuuksilla sekä päällystekerrosten keskinäisen tartunnan pitävyydellä. Päällystekerrosten ja lujitteiden välisen tartunnan vaikutusta rakenteiden käyttöikään ja mitoittamiseen selvitetään vielä jatkotutkimuksin.

Yhteenvetona voidaan todeta, että lujitteilla voidaan selkeästi pidentää vähäliikenteisten teiden käyttöikää rakennetta parannettaessa verrattuna lujittamattomaan rakenteen parantamiseen. Saavutettava käyttöiän pidennys riippuu tapaus- ja kohdekohtaisesti vanhan päällysrakenteen tilasta, urapaikkauksen ominaisuuksista, lujitteesta sekä uudesta päällysteestä – sekä ennen kaikkea näiden yhteistoiminnasta. Epäsuorasti koetuloksista on arvioitavissa, että toisaalta lujitteen kiinnittymisellä alustaan ja uuteen päällysteeseen sekä toisaalta myös uuden ja vanhan päällysteen keskinäisellä tartunnalla voi olla hyvin merkittävä vaikutus saavutettaviin käyttöiän lisäyksiin. Tartunta voi olla merkittävin yksittäinen selitys muualla havaittuihin, selkeästi vielä tässä tutkimuksessa saavutettua suurempiin käyttöiän suhteellisiin parantumisiin lujitteita käytettäessä. Tartunnan vaikutuksen syvällisempikin selvittäminen on siten erittäin suositeltavaa.

7 KIRJALLISUUS

Janoo V., Irwin L., Knuth K., Dawson A. ja Eaton R., Use of inductive coils to measure dynamic and permanent pavement strains. In: Accelerated Pavement Testing International Conference in Reno 18.-20.10.1999. [CD-ROM].

Kivikoski H., Laaksonen R. ja Törnqvist J., 2003. Deformaation mittausmenetelmät. Luonnos tutkimusraportista 27.1.2003.

Korkiala-Tanttu L., Jauhiainen P., Halonen P., Laaksonen R., Juvankoski M., Kangas H. ja Sikiö J., 2002a. Luiskatun tierakenteen urautuminen. TIEH 3200765. Tiehallinnon selvityksiä 33/2002. Helsinki 2002. 64 s. + liitt.

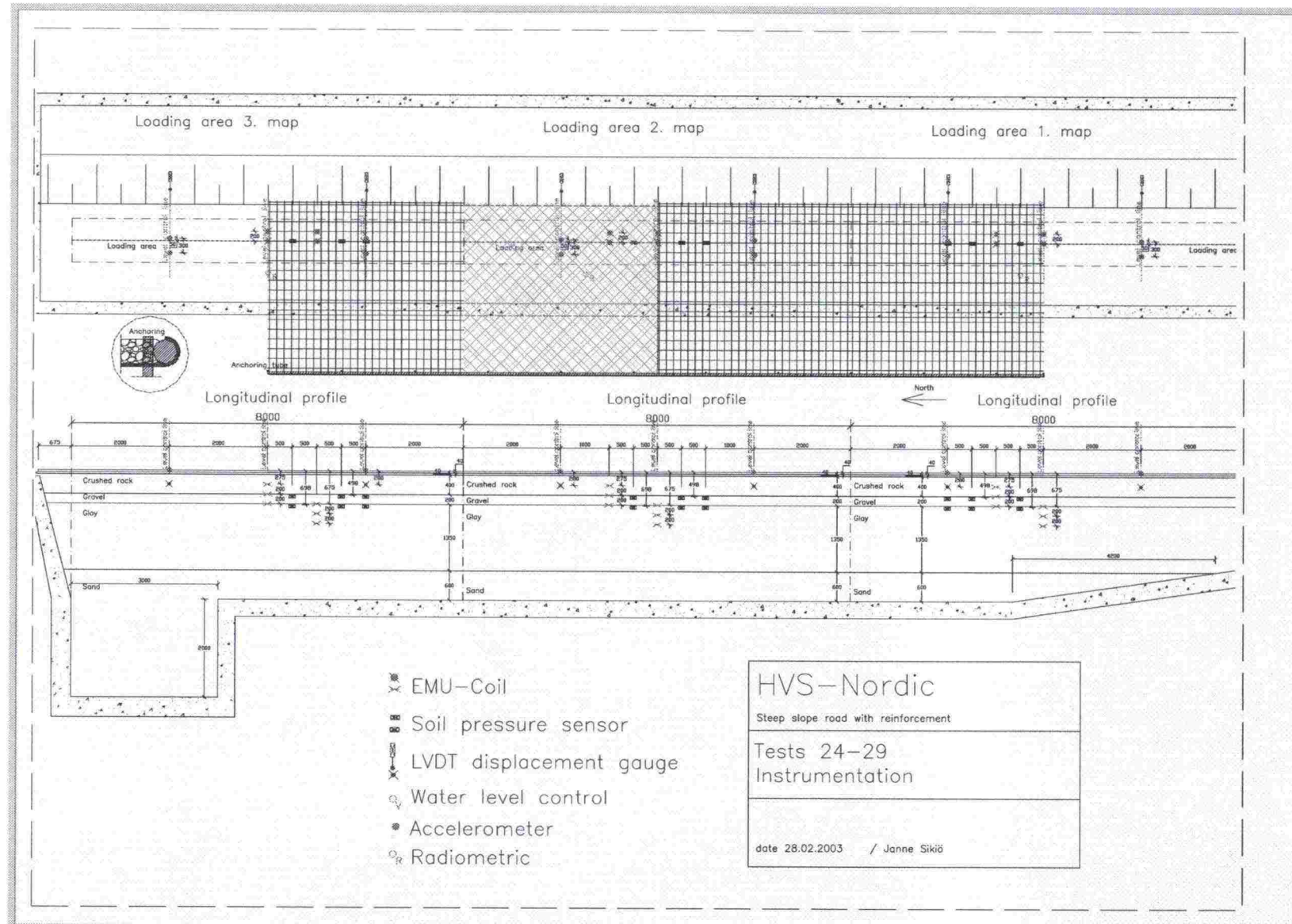
Korkiala-Tanttu L., Rathmayer H. ja Kangas H., 2002b. Performance evaluation of a Bi-component geotextile in accelerated pavement test. Seventh International Conference on Geosynthetics 22.9.-27.9.2002 Nice. Vol. 3. p.885 - 889.

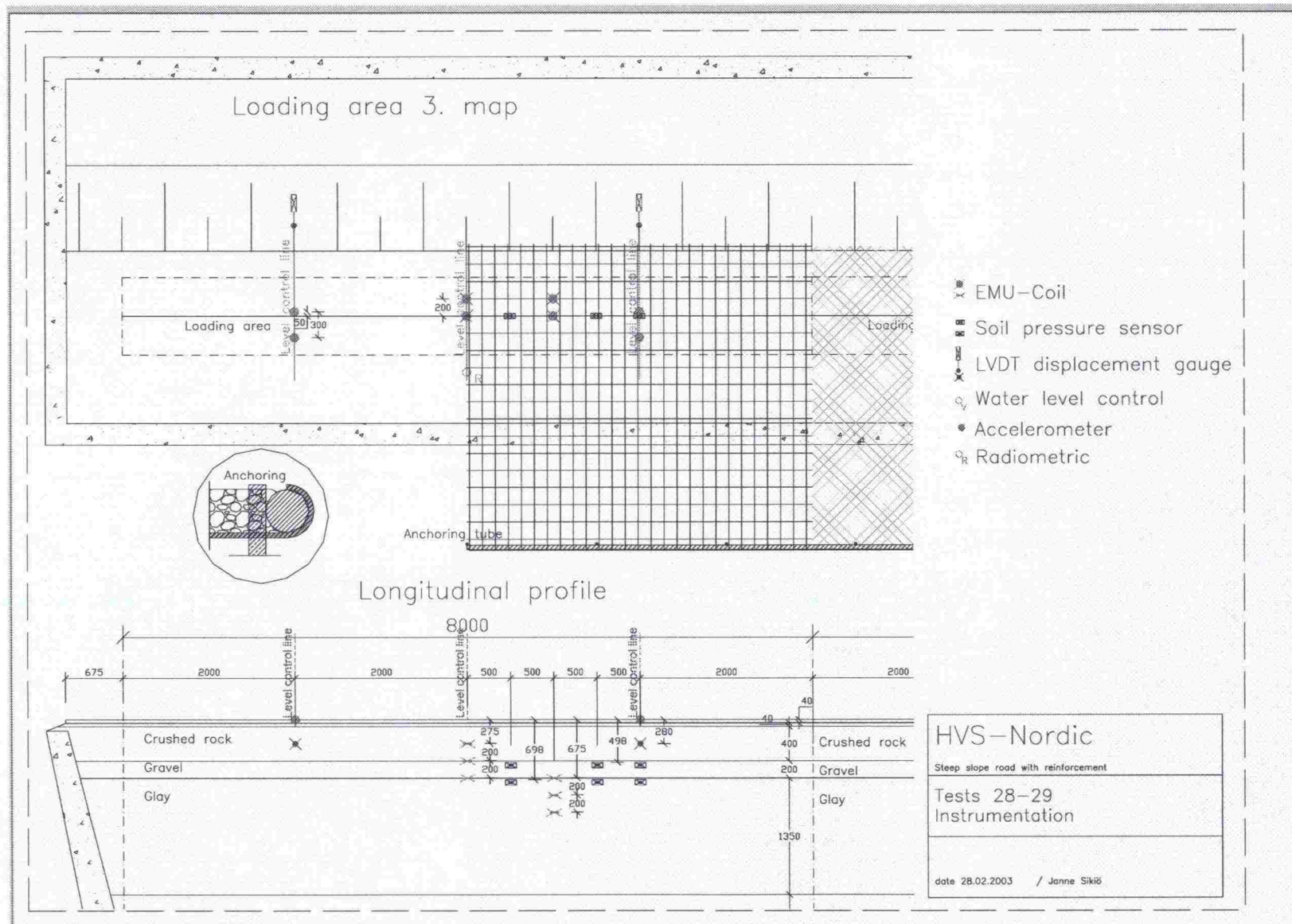
Korkiala-Tanttu L., Laaksonen R. ja Törnqvist J., 2003. Kevään ja ylikuorman vaikutus ohutpäälysteisen tien urautumiseen. HVS-Nordic-tutkimus. Helsinki 2003. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 11/2003. 52 s. + liitt. TIEH 3200801.

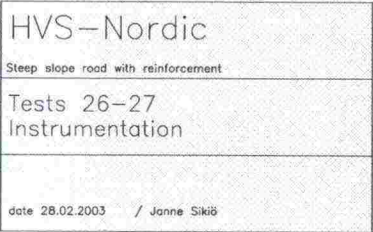
8 LIITTEET

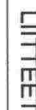
Koealueet, niiden kartat, pituus- ja poikkileikkaukset	Liite 1.
Rakentamisen aikaiset mittaukset	Liite 2.
Radiometriset mittaukset	Liite 3.
Maanpainemittaukset	Liite 4.
Muodonmuutosmittaukset.	Liite 5.
Profilometrimittaukset	Liite 6.
Lujitteiden venymämittaukset.	Liite 7.

KOEALUEIDEN KARTAT JA PITUUS- JA POIKKILEIKKAUKSET

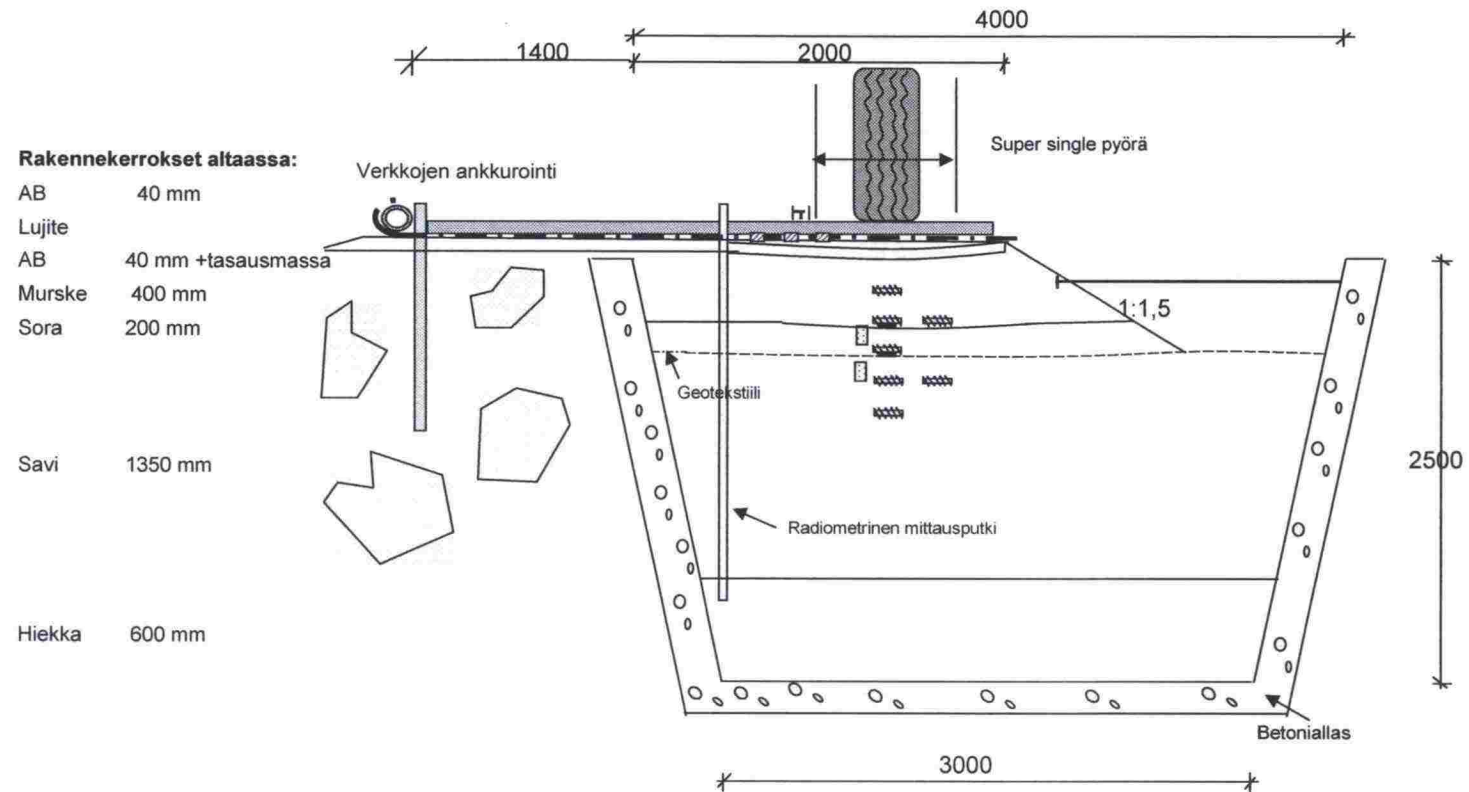








Poikkileikkaus



→ = Kuormituksen sijainti, vaihteluväli

Vastemittaukset

 = EMU coil (siirtymämittaus), 8 kpl/testialue

 = venymäliuska 2 x 3 kpl / verkko

— = LVDT vaakasiirtymäanturi, 2 kpl/kuormitusalue

■ = Maanpaineselli, 6 kpl/ kuormitusalue

hl = Siirtymämittaus (kiihtyvyyssanturi),
1 kpl/kuormitusalue

 = Huokospaineanturi, 2 kpl / kuormitusalue

Muut mittaukset

- Pudotuspainolaite
- Näytteenotto
- Radiometriset mittaukset
- Profiilimittaukset
- Lämpötilaseuranta
- Vauriokartoitus
- Rakentamisen valvontamittaukset

LIITE 2. RAKENTAMISEN AIKAISET MITTAUKSET

Taulukko L2.1. Vaaitukset päällysteen yläpinnan tason suhteen kuormituksen keskilinjalla.

Ennen parannusta	Rak24-25	Rak26-27	Rak28-29	päivämäärä
keskiarvo	+16,37	+16,34	+16,35	3.9.2002
hajonta, mm	15,2	11,9	7,9	
minimi	+16,35	+16,33	+16,34	
maksimi	+16,40	+16,36	+16,37	

Urapaikkauksen jälkeen	Rak24-25	Rak26-27	Rak28-29	päivämäärä
keskiarvo	+16,40	+16,38	+16,40	5.9.2002
hajonta, mm	6,8	7,6	3,9	
minimi	+16,38	+16,37	+16,39	
maksimi	+16,41	+16,40	+16,40	

Päällystyksen jälkeen	Rak24-25	Rak26-27	Rak28-29	päivämäärä
keskiarvo	+16,43	+16,42	+16,44	26.9.2002
hajonta, mm	4,9	7,5	5,0	
minimi	+16,43	+16,42	+16,43	
maksimi	+16,44	+16,44	+16,44	

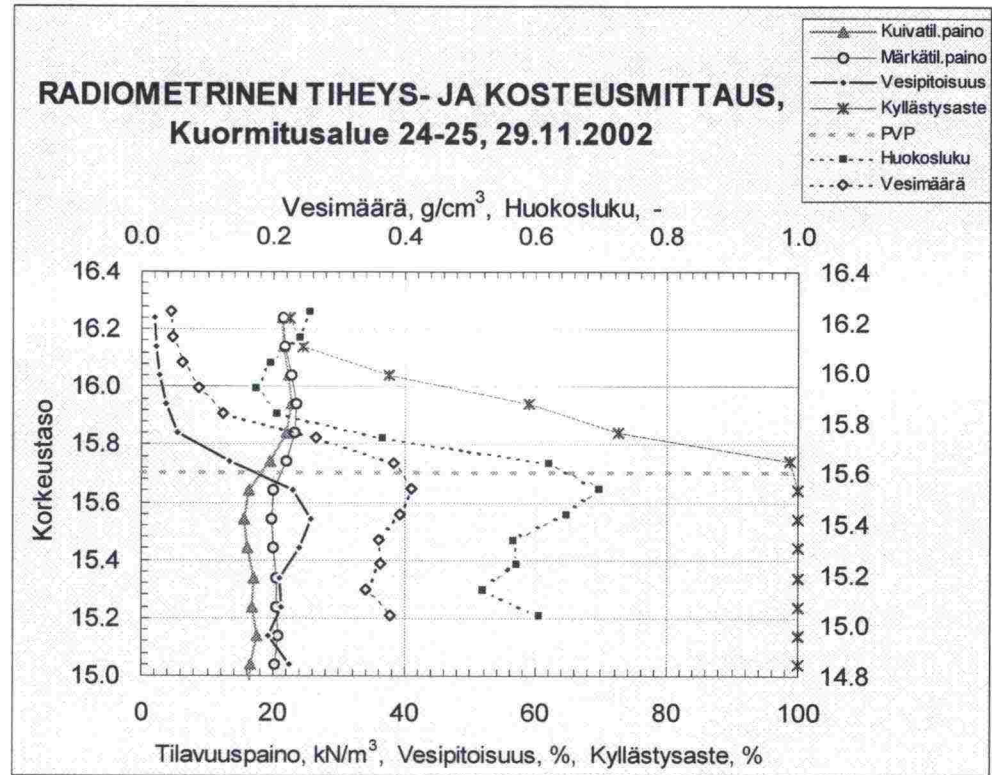
Taulukko L2.2. Päällysteiden keskimääräiset paksuudet (mm) ja hajonnat vaaitusten perusteella kuormitusalueen leveydellä. Mittauksissa ei ole otettu huomioon ensimmäisen koevaiheen aikana mahdollisesti tapahtunutta päällystekerroksen paksuuden muuttumista.

Paksuus / hajonta, mm	Rak24-25	Rak26-27	Rak28-29
Ylin asfalttikerros	42,57 / 4,8	37,71 / 2,6	41,43 / 4,2
Urapaikkaus	36,71 / 8,0	48,14 / 4,2	48,57 / 5,5
Uusi päällyste	36,29 / 6,9	39,29 / 7,2	38,71 / 8,5

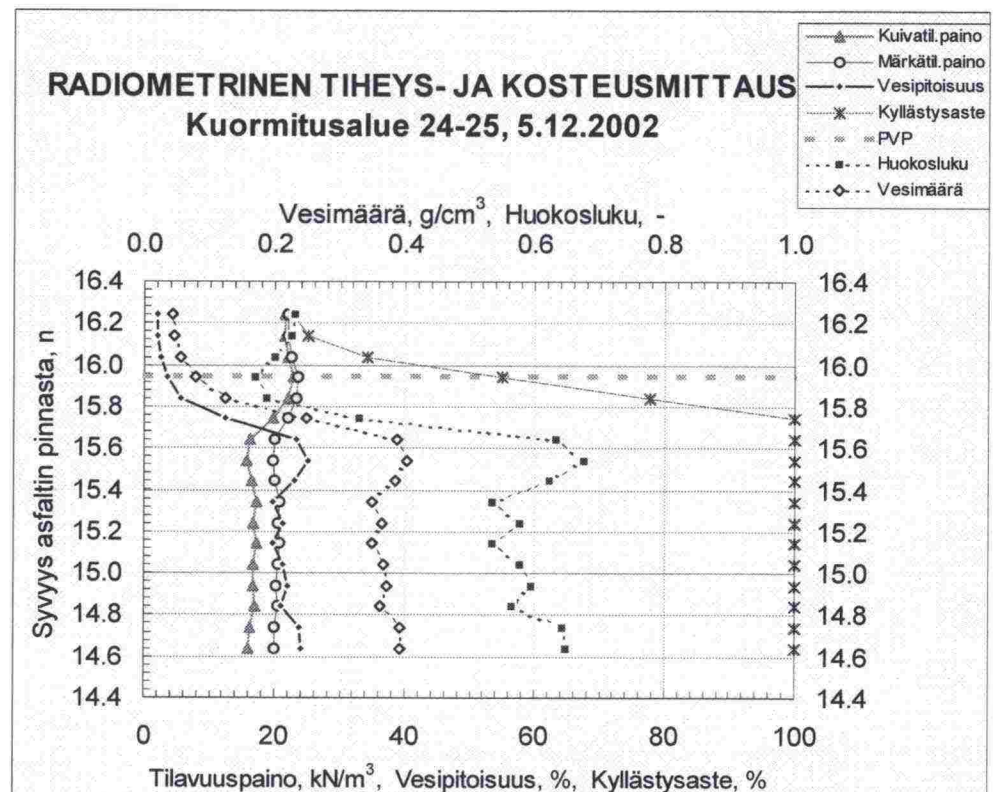
Taulukko L2.3. Rakentamisen aikaiset kantavuusmittaukset, lämpötilaan +20°C korjattu E₂.

Kantavuus E ₂ , MPa (+20° C)	Ennen KePä-koetta, W1	Arvio KePä-kokeen jälkeen	Urapaikkaus, W2	Uusi päällyste, W2
Rak24-25	91	82	127	209
Rak26-27	81	49	132	216
Rak28-29	83	41	128	206
Päivämäärä	9.7.2001	syksy 2001	18.9.2002	24.9.2002

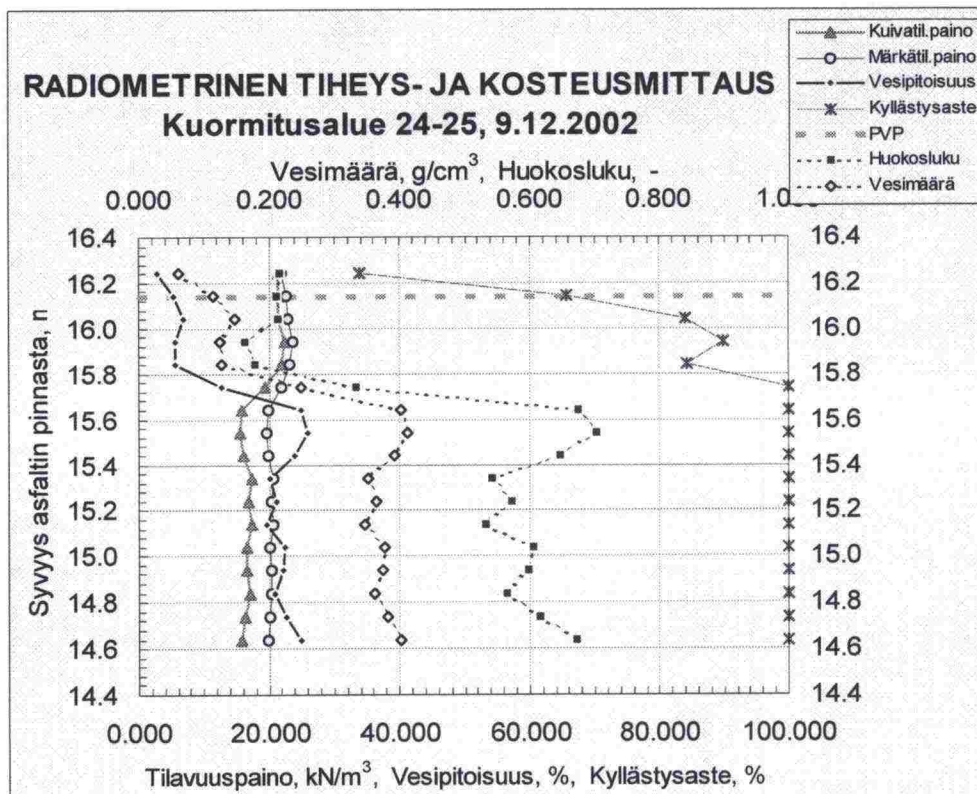
LIITE 3. RADIOMETRISET MITTAUKSET



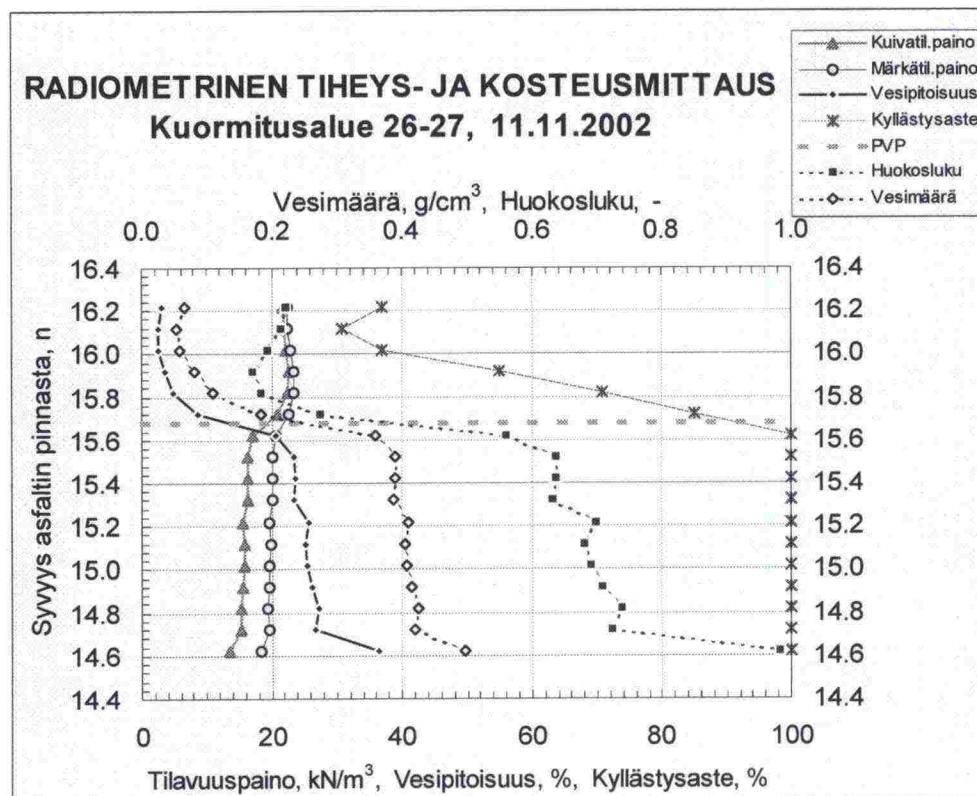
Kuva L3.1. Rakenne 24 -25. Radiometriset mittaukset ennen koetta W1.



Kuva L3.2. Rakenne 24 -25. Radiometriset mittaukset kokeen aikana tasolla W2.

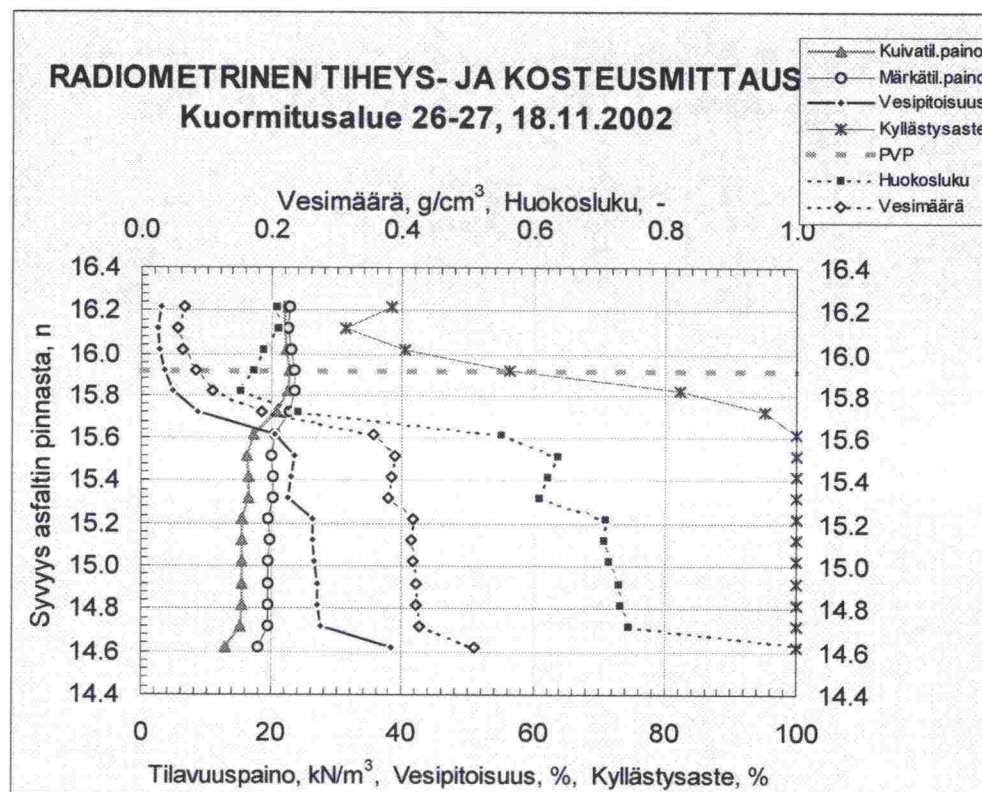


Kuva L3.3. Rakenne 24 -25. Radiometriset mittaukset kokeen aikana tasolla W3.

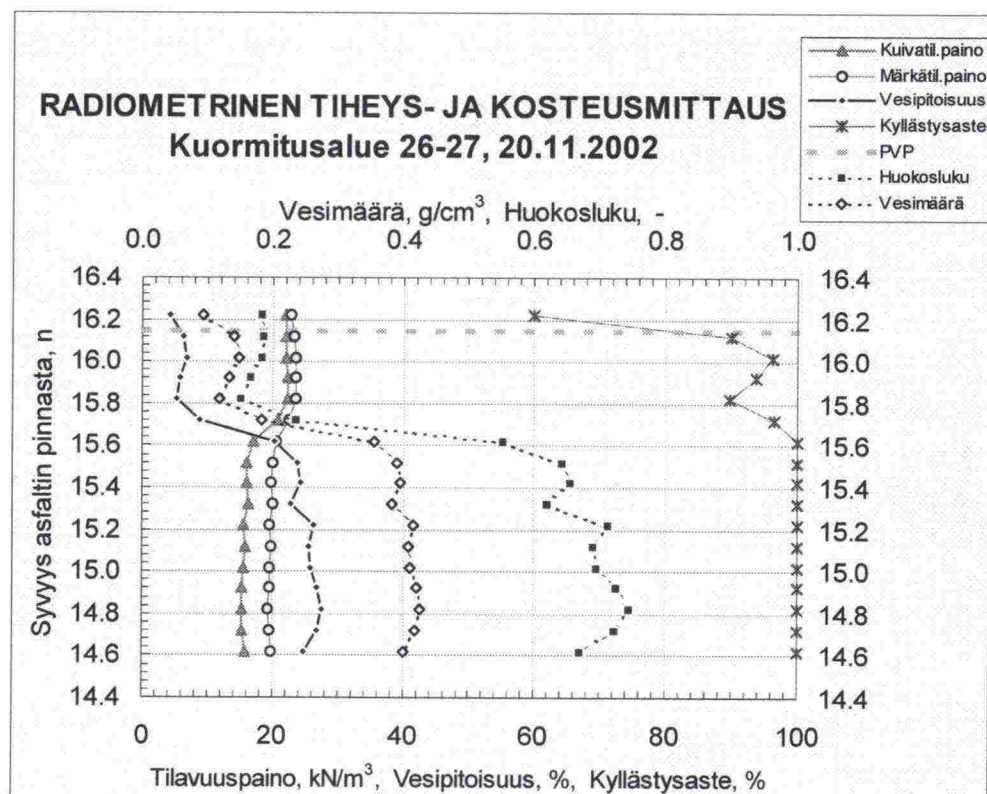


Kuva L3.4. Rakenne 26 -27. Radiometriset mittaukset ennen koetta W1.

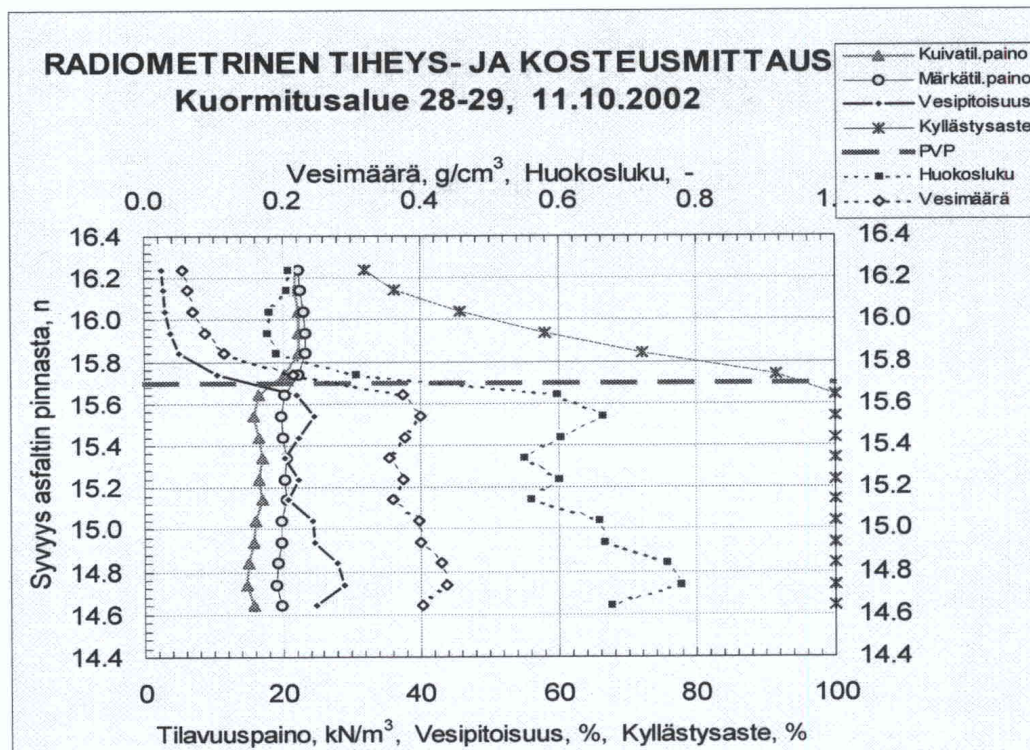
LIITTEET



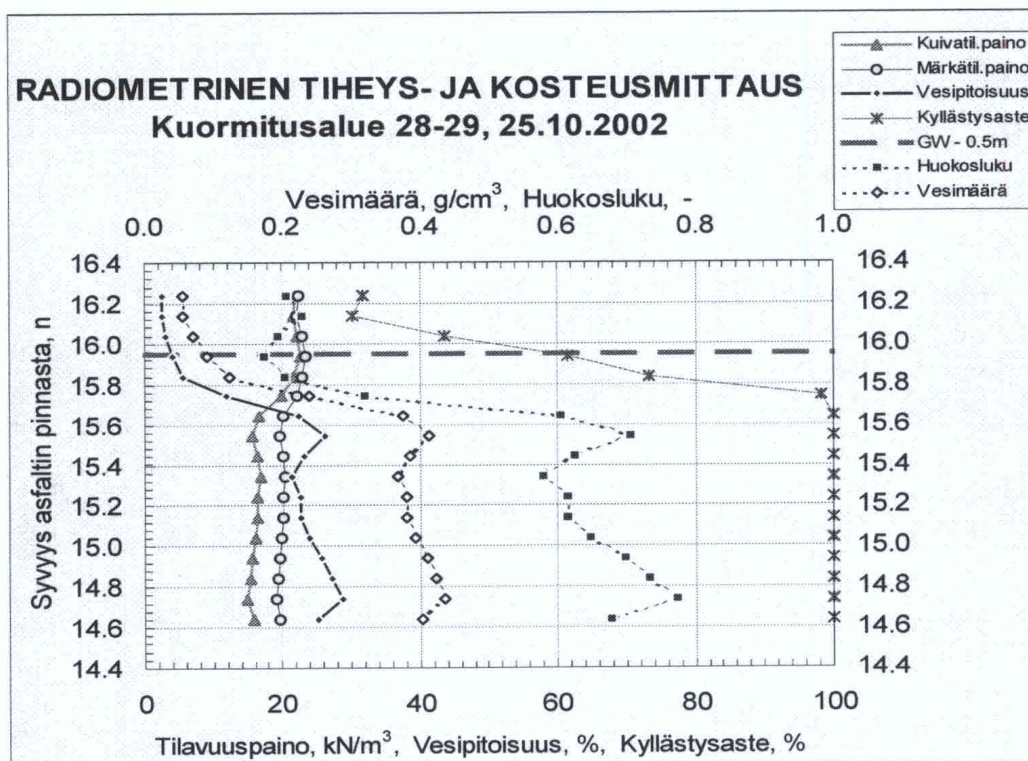
Kuva L3.5. Rakenne 26 -27. Radiometriset mittaukset kokeen aikana tasolla W2.



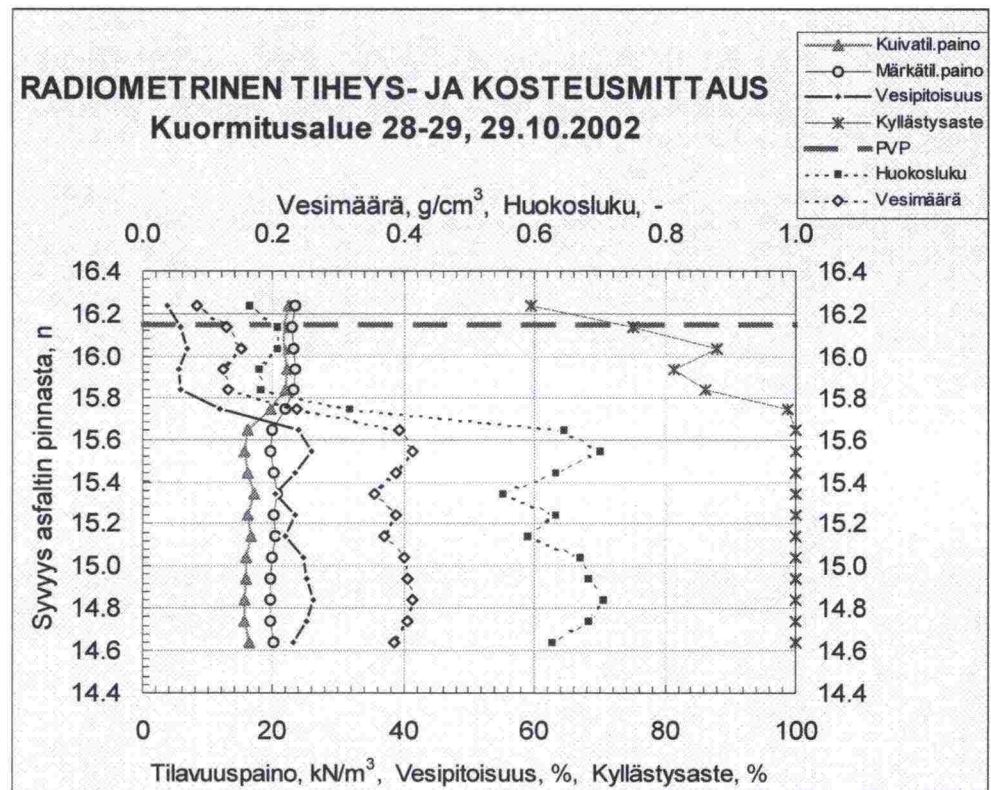
Kuva L3.6. Rakenne 26 -27. Radiometriset mittaukset kokeen aikana tasolla W3.



Kuva L3.7. Rakenne 28 -29. Radiometriset mittaukset ennen koetta W1.

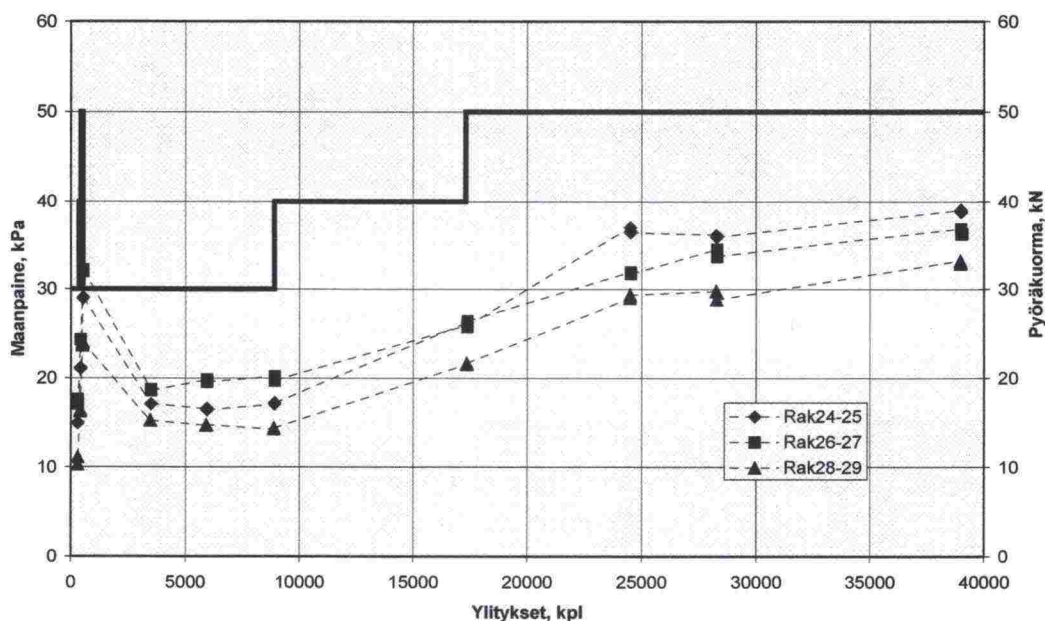


Kuva L3.8. Rakenne 28 -29. Radiometriset mittaukset kokeen aikana tasolla W2.

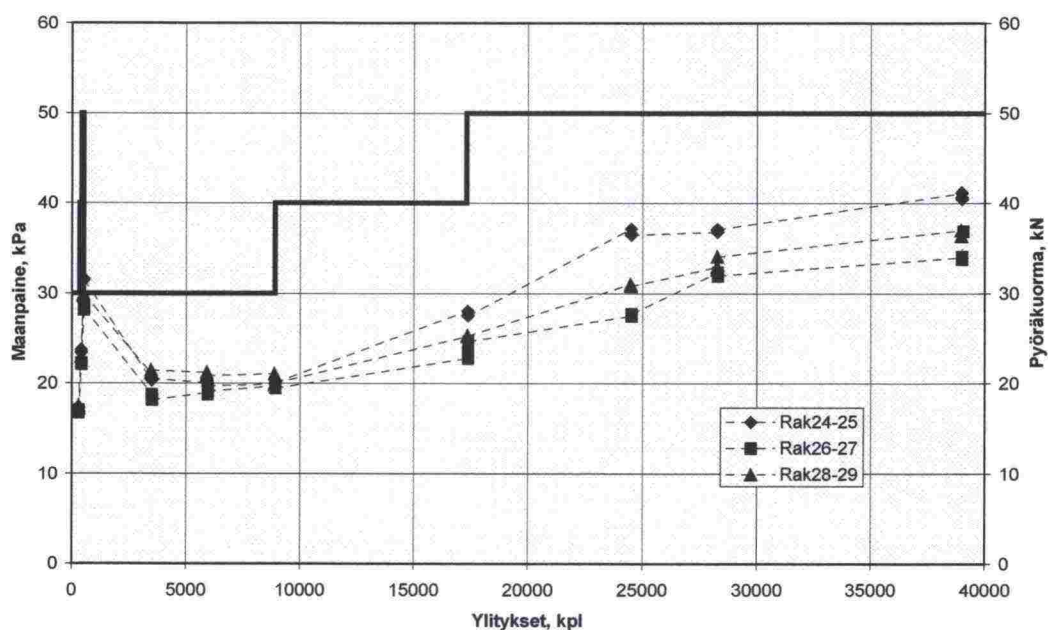


Kuva L3.9. Rakenne 28 -29. Radiometriset mittaukset kokeen aikana tasolla W3.

LIITE 4. MAANPAINEMITTAUKSET

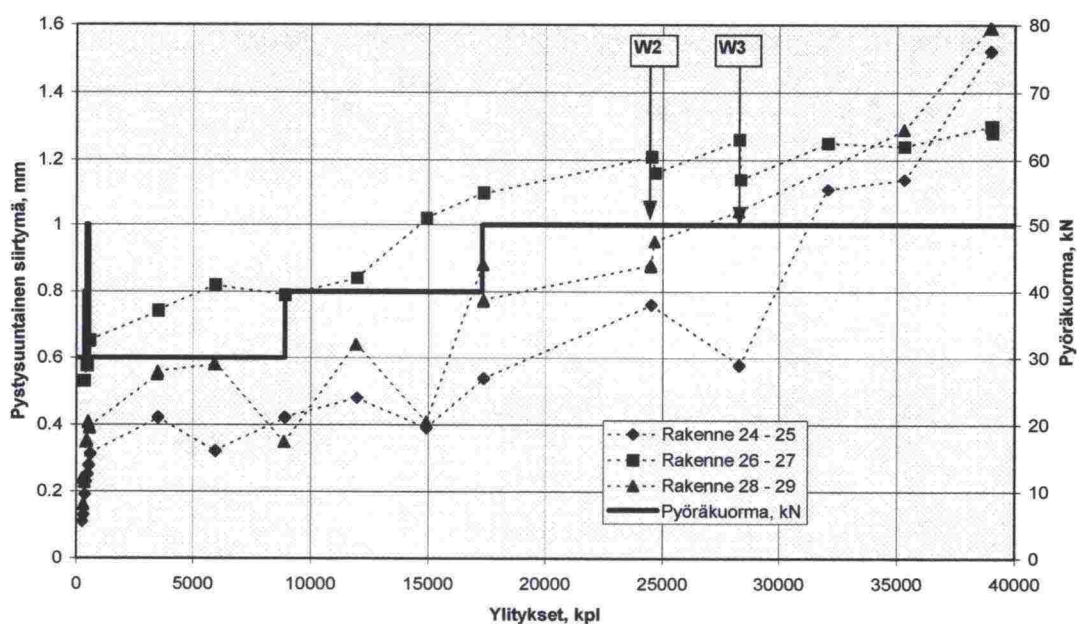


Kuva L4.1. Savikerroksen yläosan maanpaine kuormituksen aikana eri rakenteissa. Rakenteen 24 - 25 ja rakenteen 28 - 29 kaikki maanpainesellit ovat sijainneet rakenteen 25 ja vastaavasti 28 puolella. Rakenteessa 26 - 27 kaksi maanpaineselliä on sijainnut rakenteen 26 ja yksi rakenteen 27 alla.

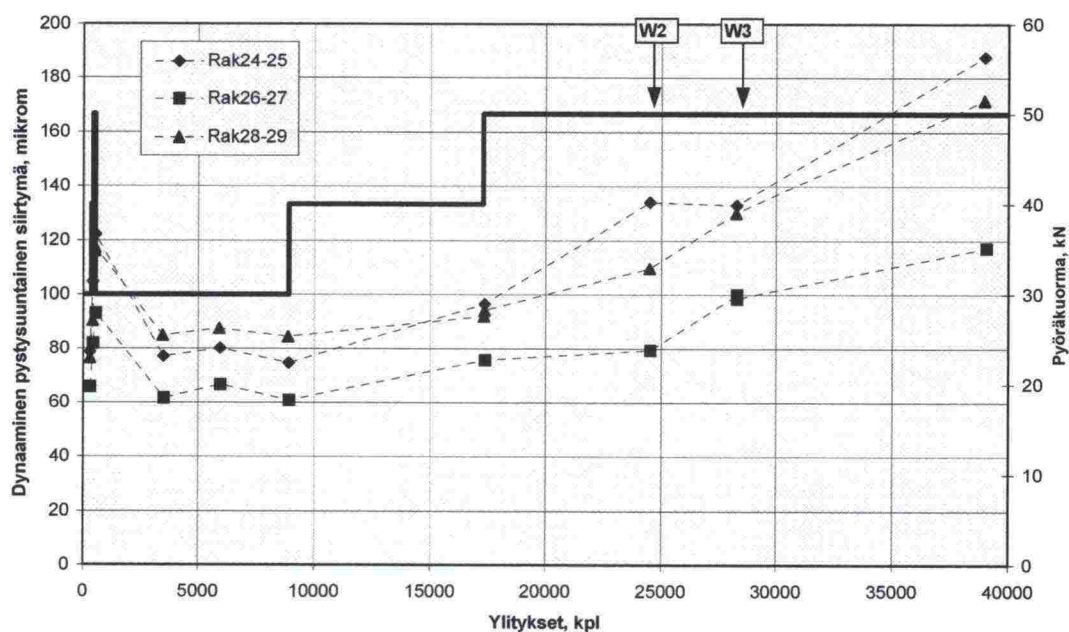


Kuva L4.2. Sorakerroksen maanpaine kuormituksen aikana eri rakenteissa. Rakenteen 24 - 25 ja rakenteen 28 - 29 kaikki maanpainesellit ovat sijainneet rakenteen 25 ja vastaavasti 28 puolella. Rakenteessa 26 - 27 kaksi maanpaineselliä on sijainnut rakenteen 26 ja yksi rakenteen 27 alla.

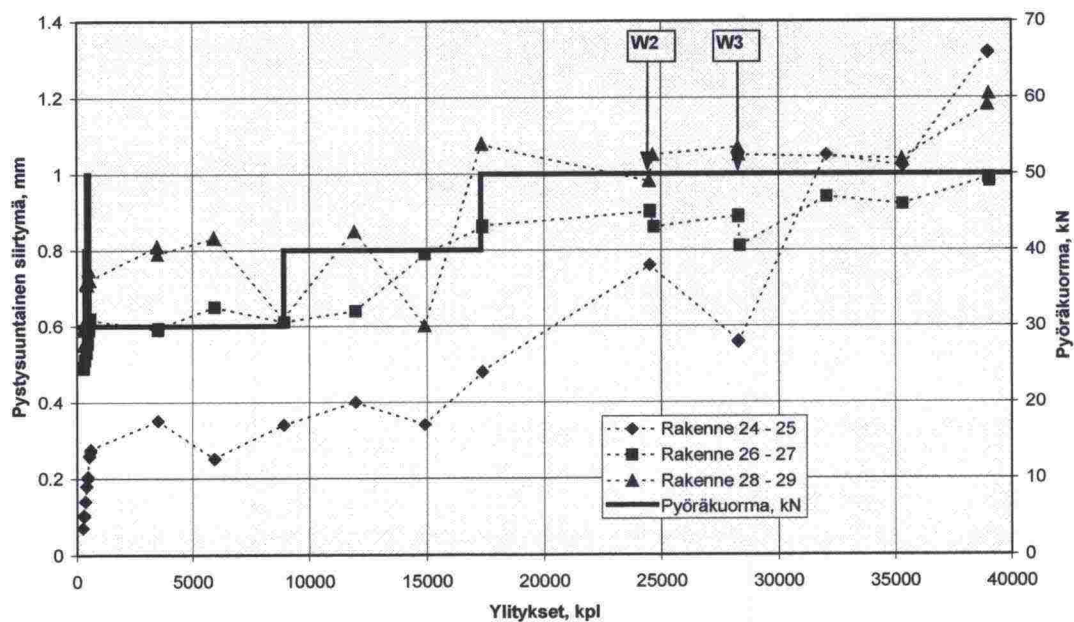
LIITE 5. MUODONMUUTOSMITTAUKSET, MURSKEEN ALAOSA



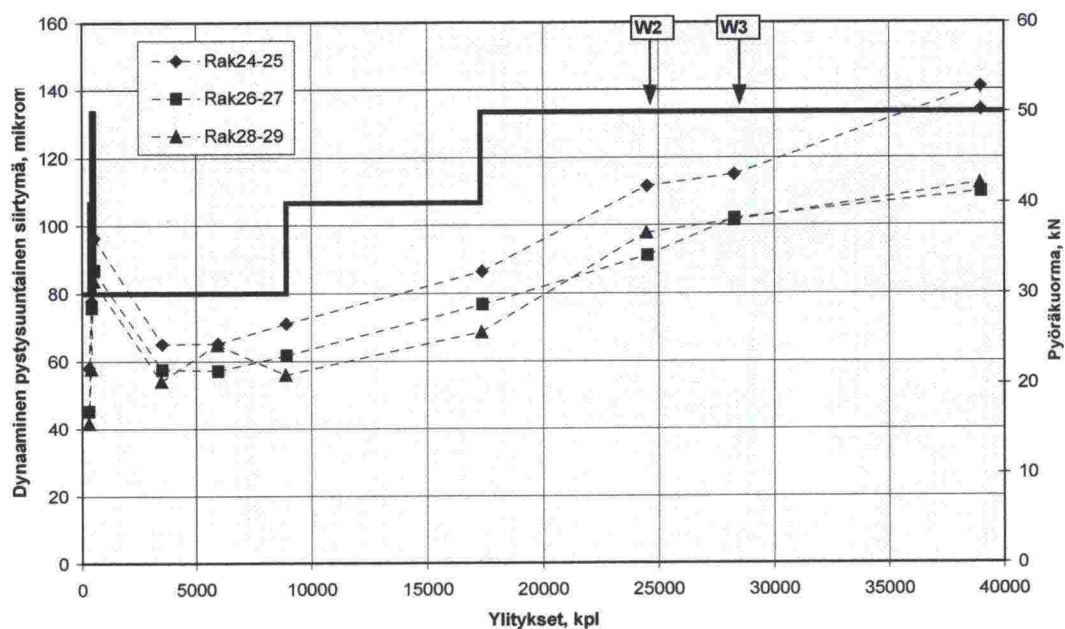
Kuva L5.1. Murskeen alaosan pysyvä pystysuuntainen kokoonpuristuma.



Kuva L5.2. Murskeen alaosan hetkellinen pystysuuntainen kokoonpuristuma.

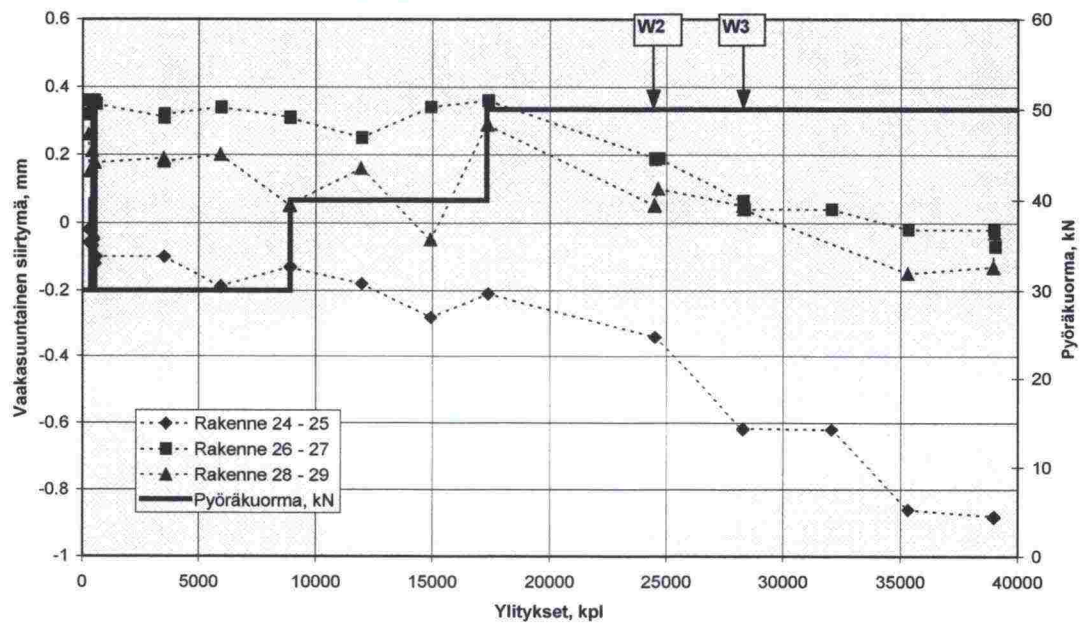


Kuva L5.3. Sorakerroksen pysyvä pystysuuntainen siirtymä.

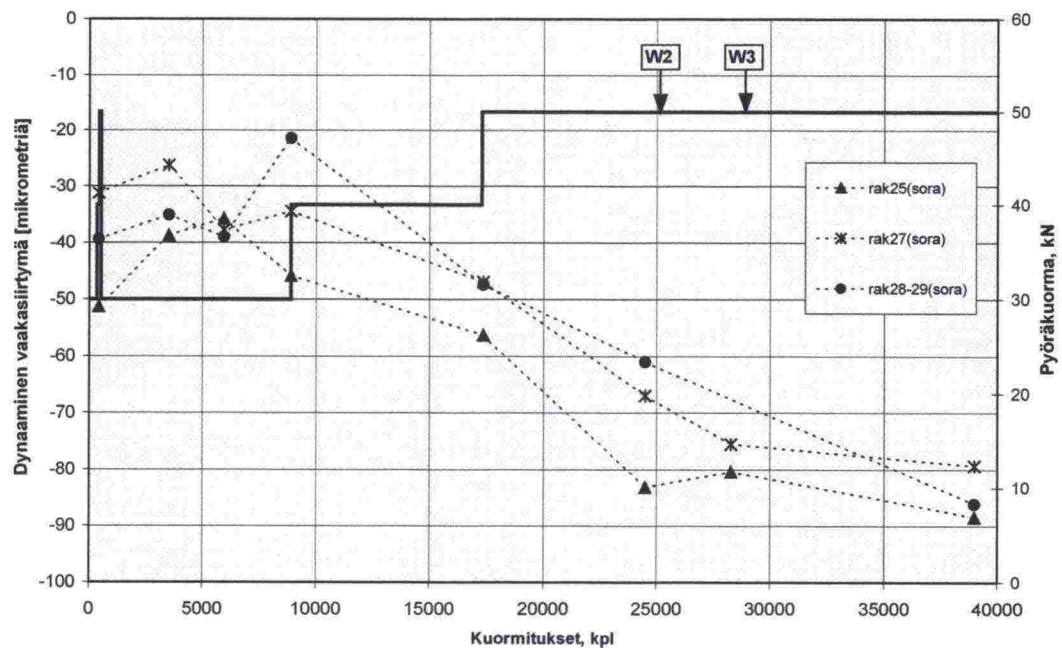


Kuva L5.4. Sorakerroksen hetkellinen pystysuuntainen siirtymä.

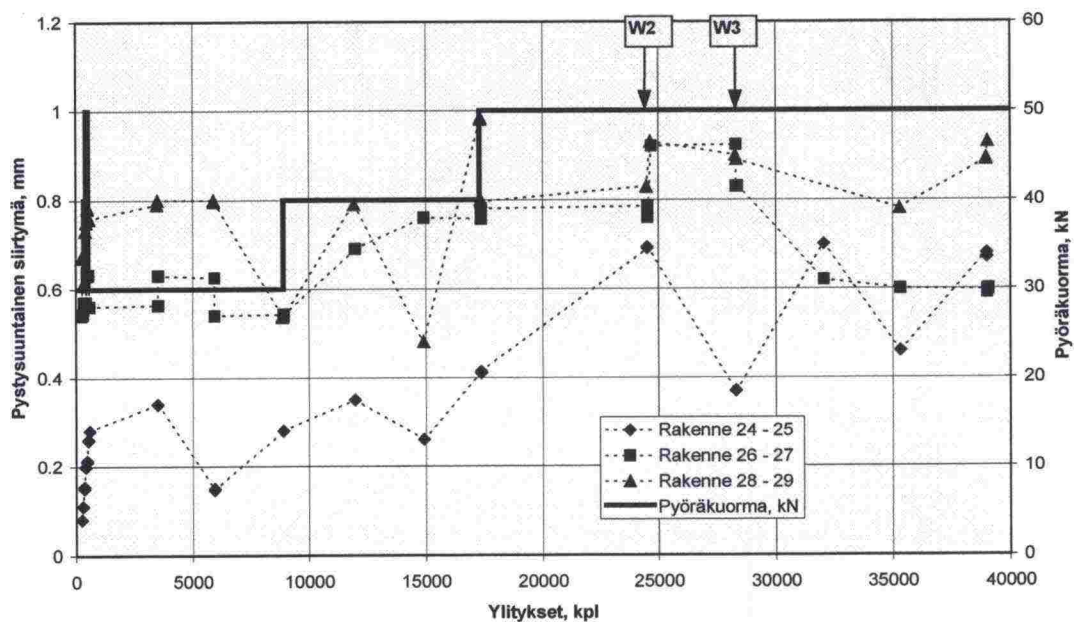
LIITTEET



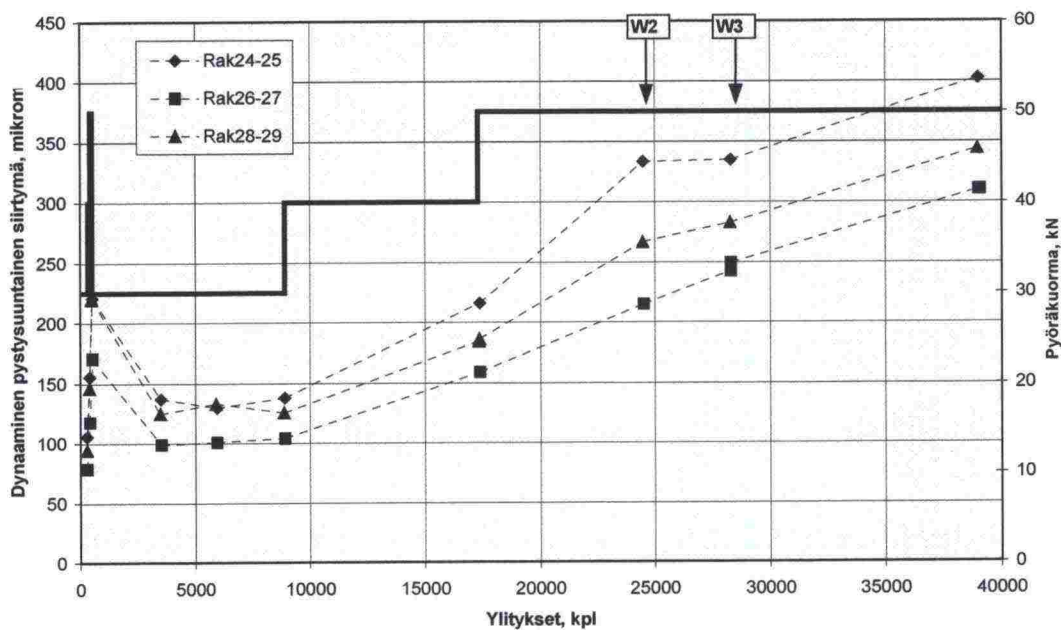
Kuva L5.5. Sora- ja murskekerroksien rajapinnan pysyvä vaakasuuntainen siirtymä.



Kuva L5.6. Sora- ja murskekerroksien rajapinnan hetkellinen vaakasuuntainen siirtymä.

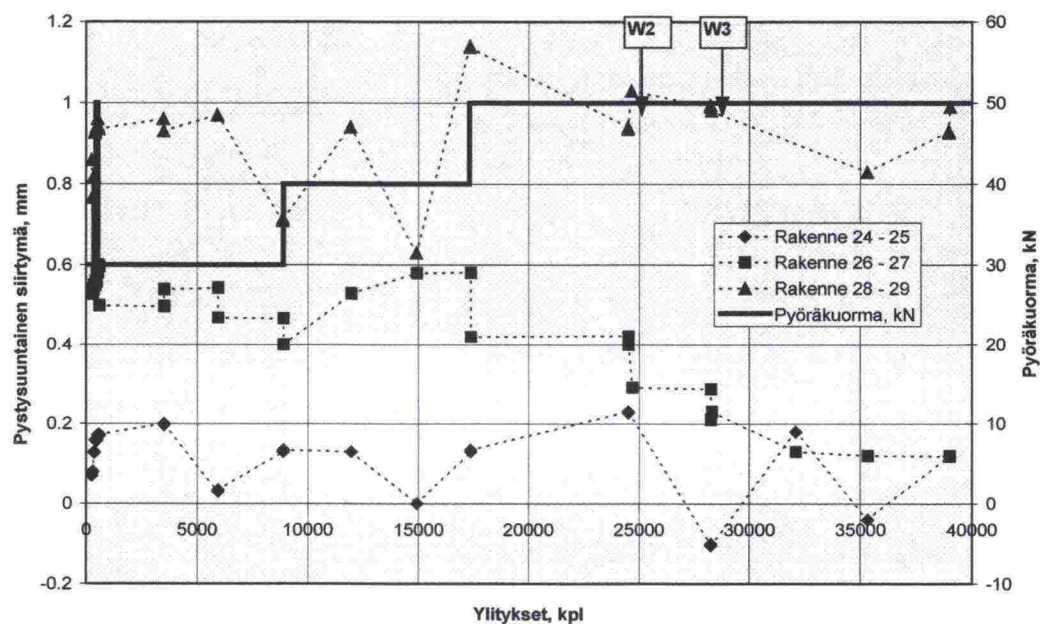


Kuva L5.7. Savikerroksen yläosan (syv. 0 - 200 mm) pysyvä pystysuuntainen siirtymä.

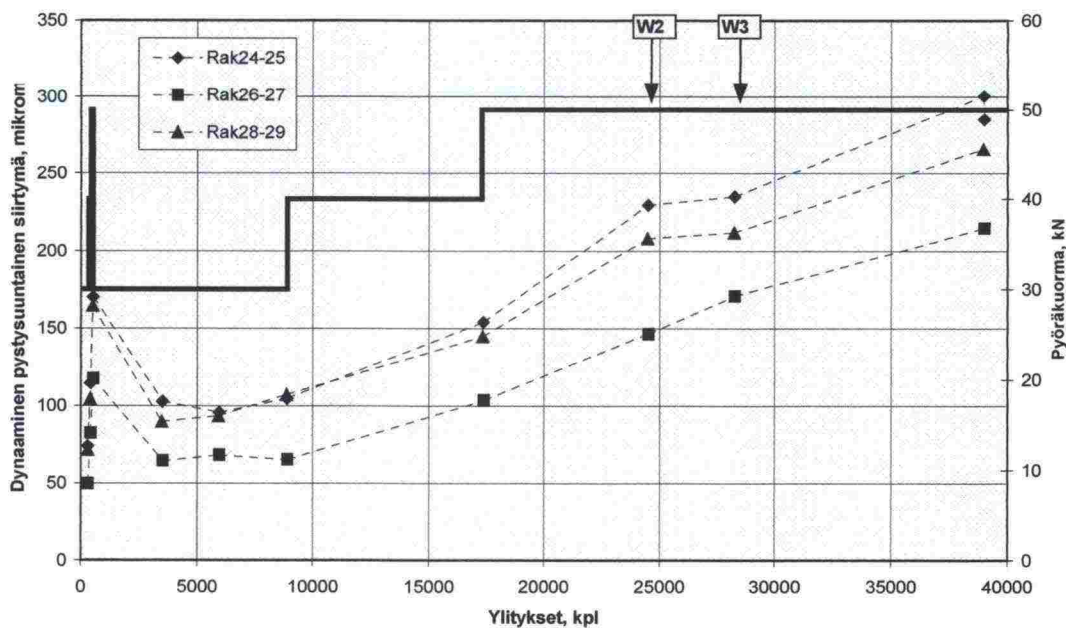


Kuva L5.8. Savikerroksen yläosan (syv. 0 - 200 mm) hetkellinen pystysuuntainen siirtymä.

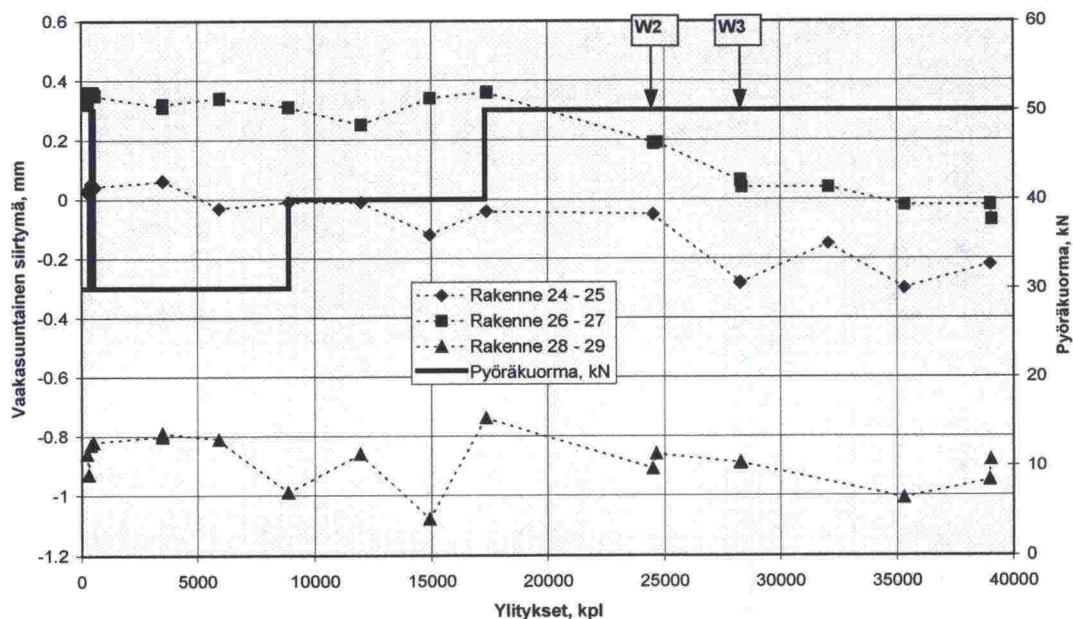
LIITTEET



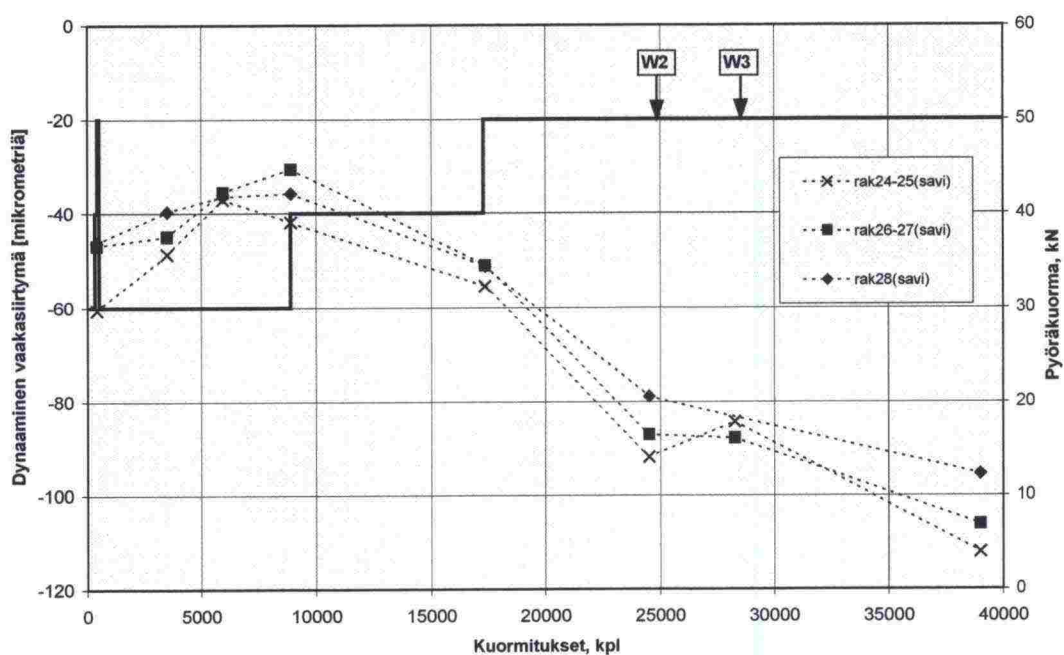
Kuva L5.9. Savikerroksen alemman osan (syv. 200 - 400 mm) pysyvä pystysuuntainen siirtymä.



Kuva L5.10. Savikerroksen alemman osan (syv. 200 - 400 mm) hetkellinen pystysuuntainen siirtymä.

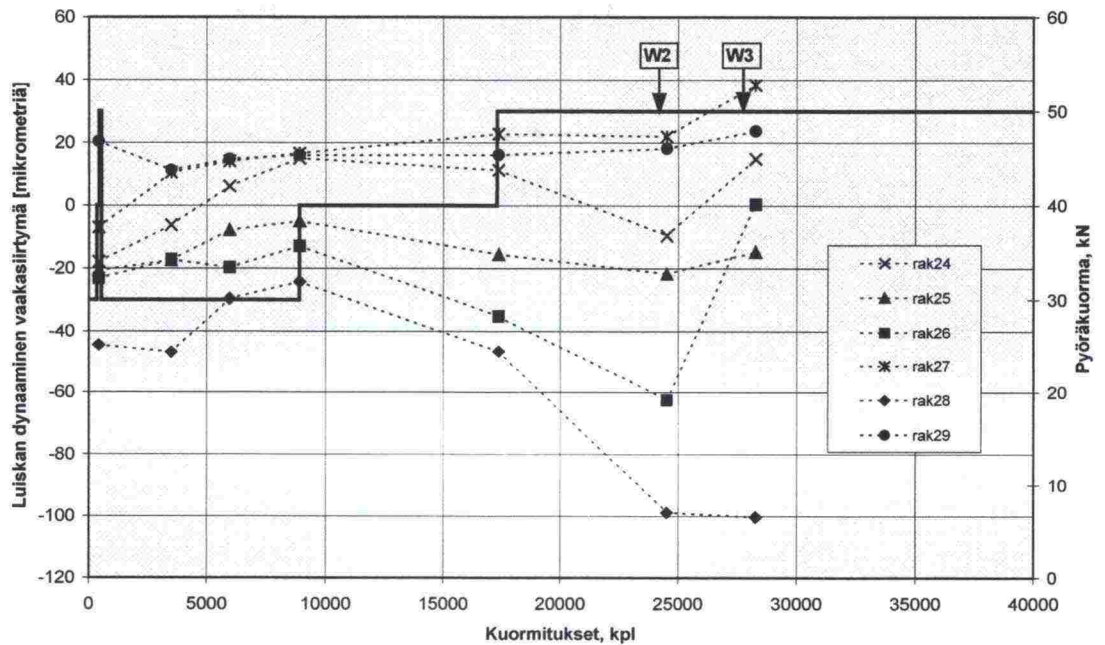


Kuva L5.11. Savikerroksen (syvyys 200 mm) pysyvä vaakasuuntainen siirtymä.

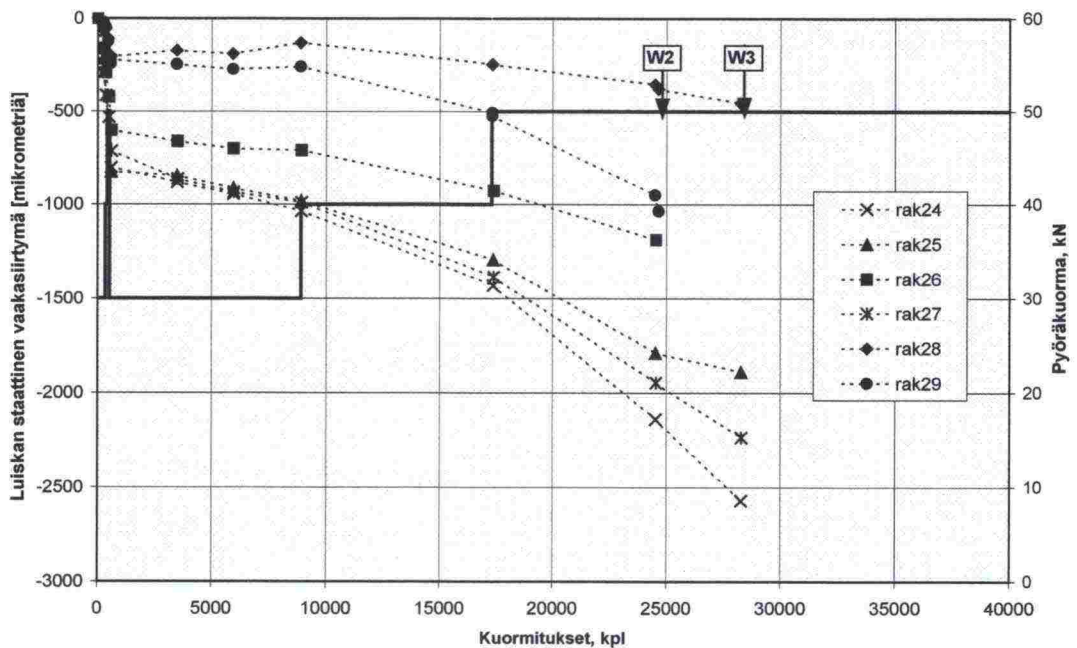


Kuva L5.12. Savikerroksen (syvyys 200 mm) hetkellinen vaakasuuntainen siirtymä.

LIITTEET

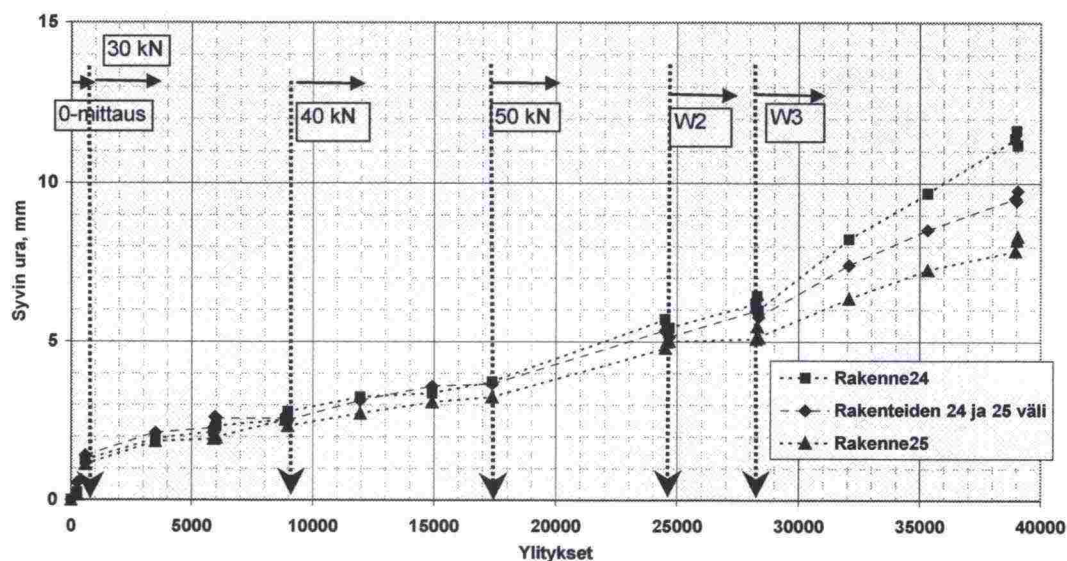


Kuva L5.13. Luiskan dynaaminen muodonmuutos eri rakenteissa. Negatiivinen arvo tarkoittaa rakenteen siirtymää luiskaan päin.

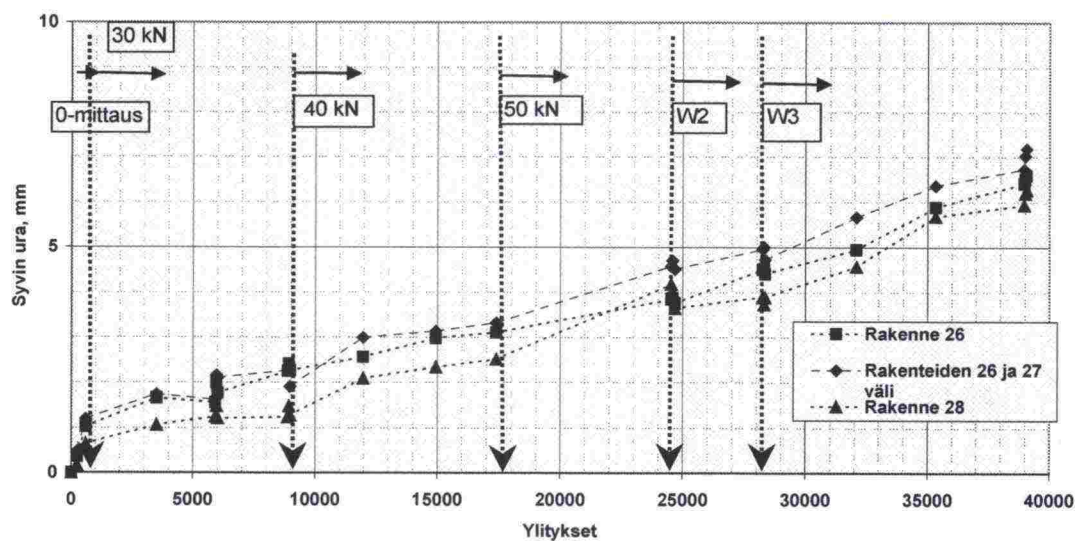


Kuva L5.14. Luiskan pysyvä muodonmuutos eri rakenteissa. Negatiivinen arvo tarkoittaa rakenteen siirtymää luiskaan päin.

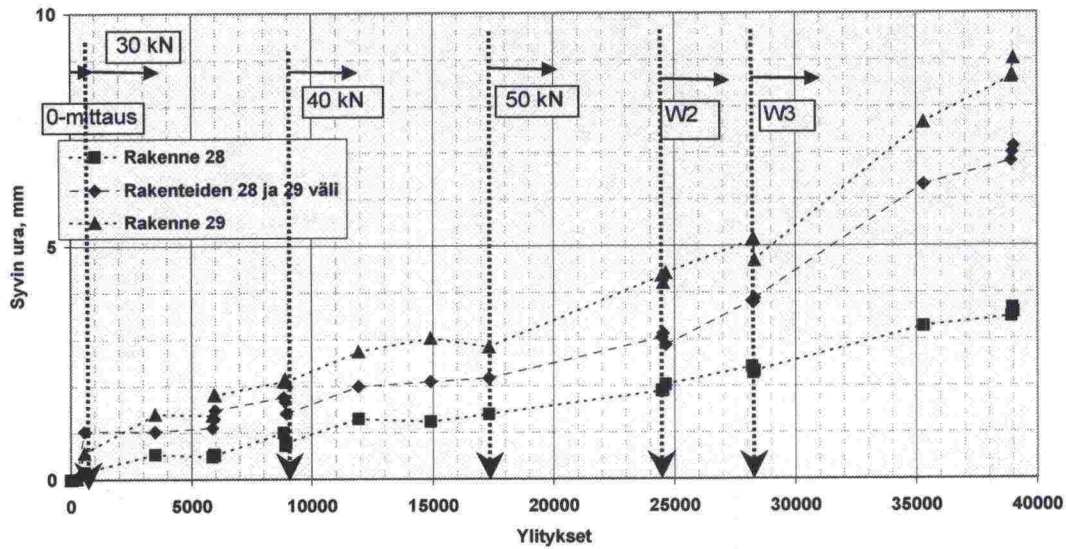
LIITE 6. PROFILOMETRIMITTAUKSET



Kuva L6.1. Rakenteen 24 - 25 profilometrimittaukset. Uran keskimääräinen syvyys sen syvimmällä osalla.

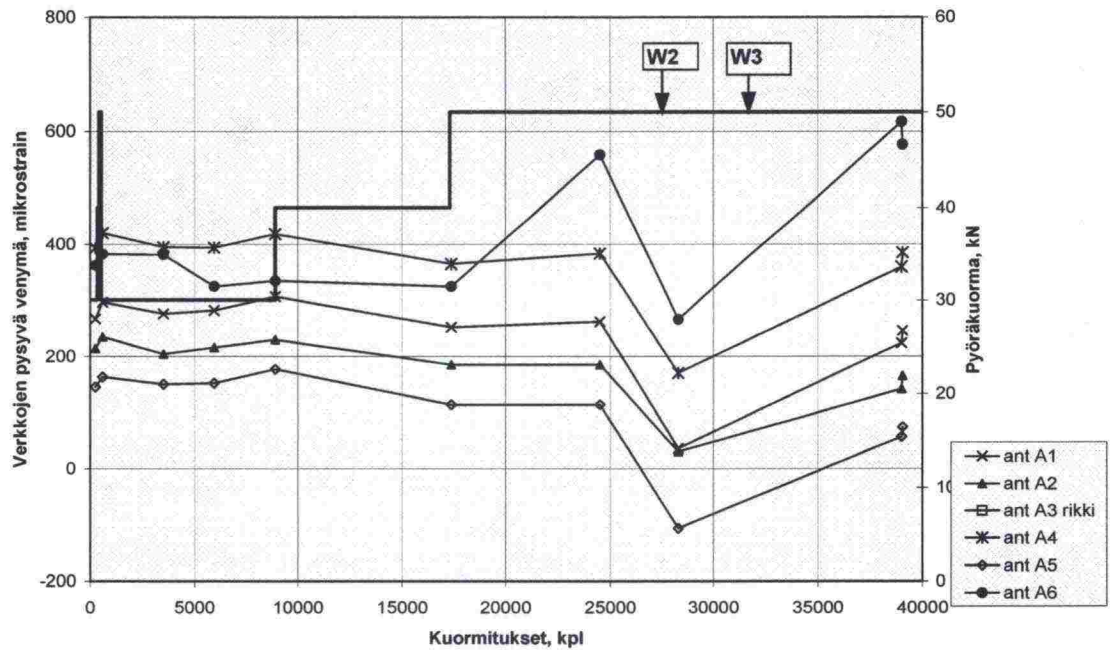


Kuva L6.2. Rakenteen 26 - 27 profilometrimittaukset. Uran keskimääräinen syvyys sen syvimmällä osalla.

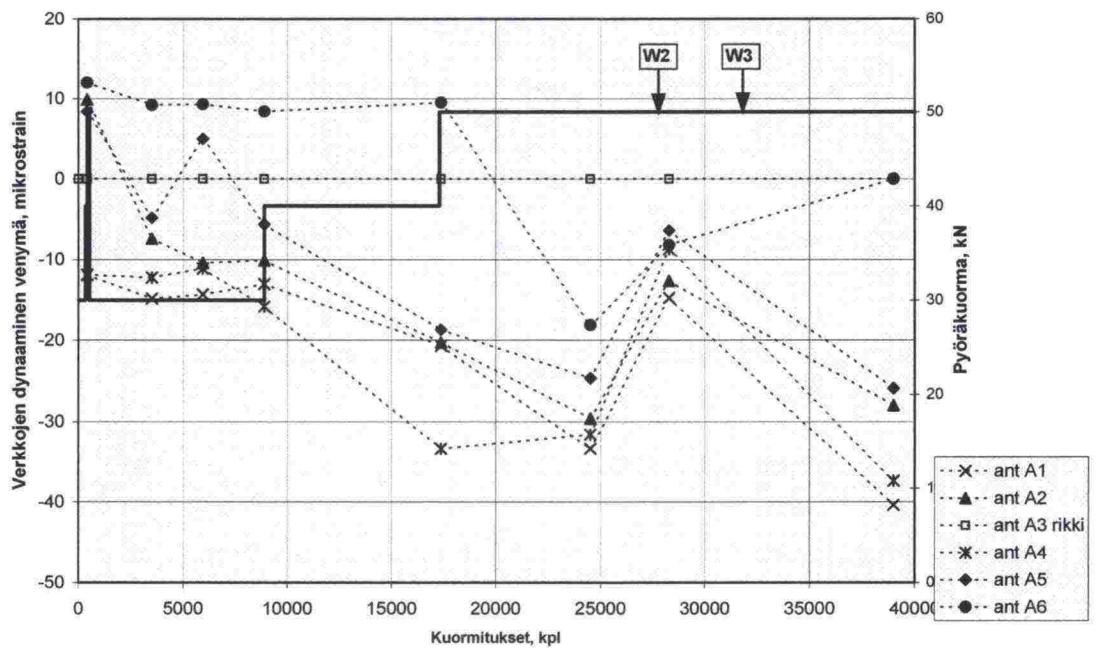


Kuva L6.3. Rakenteen 28 - 29 profilometrimittaukset. Uran keskimääräinen syvyys sen syvimällä osalla.

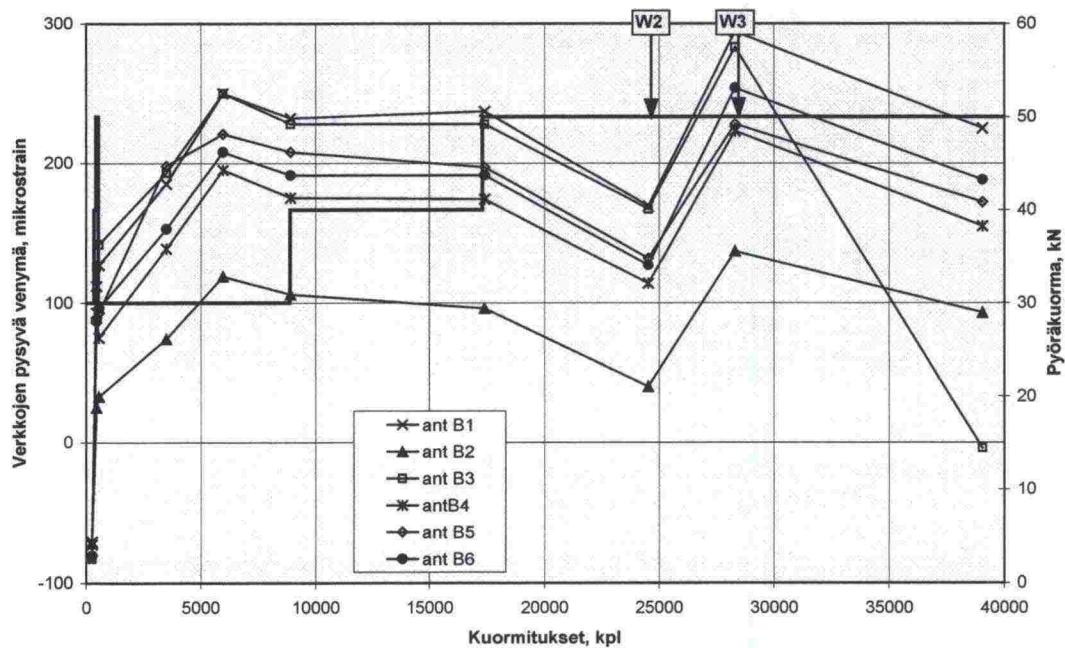
LIITE 7. LUJITTEIDEN VENYMÄMITTAUKSET



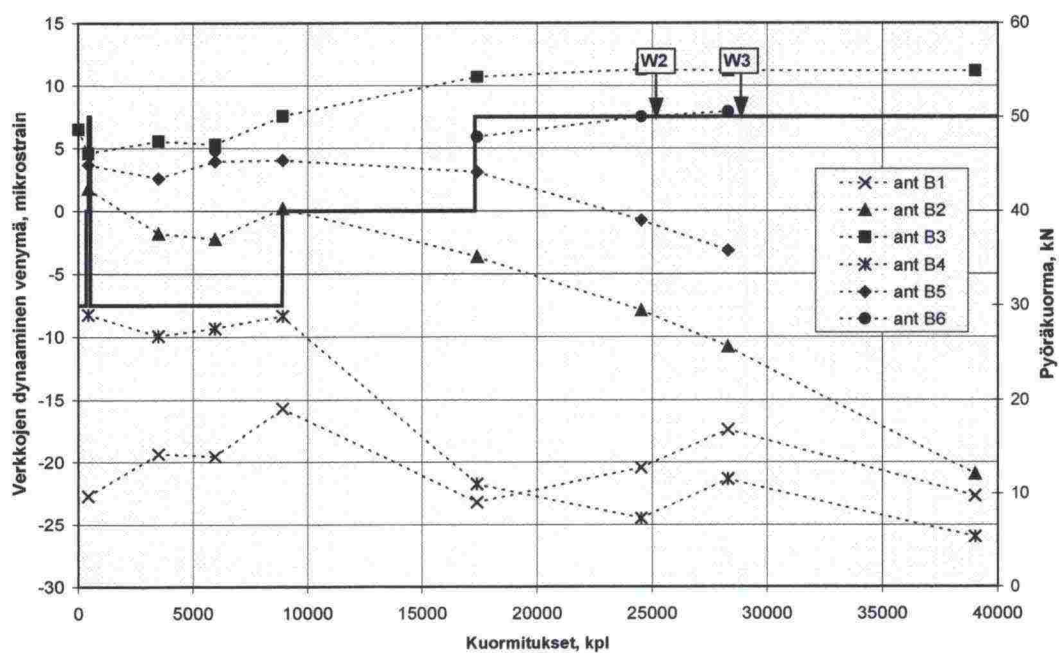
Kuva L7.1. Rakenteen 24 - 25 lujitteiden staattiset venymämittaukset.



Kuva L7.2. Rakenteen 24 - 25 lujitteiden hetkelliset venymämittaukset.



Kuva L7.3. Rakenteen 26 - 27 lujitteiden staattiset venymämittaukset.



Kuva L7.4. Rakenteen 26 - 27 lujitteiden staattiset venymämittaukset.

ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-105-3
TIEH 3200825